



TITLE:

プレストレストコンクリート都市 内高架橋建設の合理化に関する研 究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

室田, 敬

CITATION:

室田, 敬. プレストレストコンクリート都市内高架橋建設の合理化に関する研究. 京都大学, 2014, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2014-05-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k18468>

RIGHT:

プレストレストコンクリート都市内高架橋建設の 合理化に関する研究

室田 敬

プレストレストコンクリート都市内高架橋建設の合理化に関する研究

目 次

第1章 序論	1
1.1 本研究の背景と目的	1
1.2 PC 都市内高架橋建設の抱える課題と対策	2
1.2.1 小規模支間(支間 15m～35m 程度)高架橋の建設	3
1.2.2 中規模支間(支間 30m～50m 程度)高架橋の建設	4
1.2.3 現場打ち床版の施工	5
1.5 本研究の構成	5
参考文献	7
第2章 床版連結構造によるプレキャスト PC 桁連結の適用性拡大に関する研究	8
2.1 プレキャスト桁同士の連結方法の現状と課題	8
2.2 床版連結構造に関する既往の技術と開発技術の目的および概要	9
2.2.1 床版連結構造の既往の技術	9
2.2.2 開発技術の目的および概要	11
2.3 床版連結構造の基本構造と検討課題	11
2.3.1 床版連結構造の基本構造	11
2.3.2 床版連結構造の実用化に向けた検討課題	12
2.4 床版連結構造の設計手法	14
2.4.1 解析手法	14
2.4.2 疲労に対する安全性	15
2.4.3 床版連結構造の使い分け	19
2.5 低弾性高じん性セメント系複合体の開発	20
2.5.1 要求性能	20
2.5.2 使用材料および配合	20
2.5.3 自己充填性および流動性確認試験	21
2.5.4 圧縮強度および弾性係数	22
2.5.5 じん性およびひび割れ分散性	23
2.5.6 体積変化	24
2.5.7 考察	26
2.5.8 まとめ	26
2.6 連結部構造試験	27
2.6.1 試験の概要	27

2.6.2 試験結果	33
2.6.3 考察	44
2.7 弾性高じん性セメント系複合体の疲労特性確認試験	45
2.7.1 鉄筋両引き試験	45
2.7.2 梁供試体の繰返し載荷試験	48
2.7.3 考察	51
2.7.4 まとめ	52
2.8 施工性能確認試験	53
2.8.1 運搬・打設完了までの時間	53
2.8.2 施工性	53
2.9 本章のまとめ	54
参考文献	56

第3章 U型コア断面を有するプレキャストセグメントを用いた上部工の合理化に関する研究 ・・・ 59

3.1 PC 連続箱桁橋施工の現状と課題	59
3.2 工場製U型プレキャストセグメント工法の開発	61
3.2.1 工場製U型プレキャストセグメント工法の開発目的および概要	61
3.2.2 断面選定コンセプト	61
3.2.3 工場製U型プレキャストセグメント工法の基本構造と検討課題	63
3.2.4 リブ付きU型コアセグメント構造の検討	64
3.2.5 実物大供試体による施工プロセスの検証試験	71
3.2.6 考察	82
3.3 U桁リフティング架設工法の開発	84
3.3.1 U桁リフティング架設工法の開発の経緯	84
3.3.2 U桁リフティング架設工法の開発目的および概要	84
3.3.3 U桁リフティング架設工法の基本構造と検討課題	88
3.3.4 架設方法の検討	89
3.3.5 U桁リフティング架設工法の効果	92
3.3.6 考察	93
3.4 本章のまとめ	94
参考文献	95

第4章 PC 橋床版コンクリートの品質向上および施工の省力化に関する研究 ・・・ 97

4.1 研究の背景および目的と概要	97
4.2 現場打ちコンクリート床版施工の現状	97

4.3 天端コンクリートの締固めに関する既往の技術	98
4.4 高架橋の床版コンクリートの品質向上策	99
4.5 品質確認試験	99
4.5.1 概要	99
4.5.2 調査計測項目	103
4.5.3 試験結果	103
4.6 床版表層部の締固めに要したエネルギーの推定	114
4.6.1 機材の発するエネルギー	114
4.6.2 コンクリートに伝達されたエネルギー	116
4.6.3 機材の進行速度を考慮した締固めエネルギーの検討	118
4.7 作業効率に関する評価	119
4.8 考察	119
4.9 本章のまとめ	119
参考文献	120

第5章 結論 122

5.1 床版連結構造によるプレキャスト PC 桁連結の適用性拡大に関する研究の結論	122
5.2 U型コア断面を有するプレキャストセグメントを用いた上部工の合理化に関する研究の結論	124
5.2.1 工場製U型プレキャストセグメント工法の開発に関する研究の結論	124
5.2.2 U桁リフティング架設工法の開発に関する研究の結論	125
5.2.3 都市内高架橋（PC 連続箱桁橋）のプレキャスト工法まとめ	125
5.3 PC 橋床版コンクリートの品質向上および施工の省力化に関する研究の結論	126
5.4 PC 都市内高架橋建設におけるシナリオデザイン	127
5.4.1 建設された構造物の抱える課題	127
5.4.2 PC 都市内高架橋建設におけるシナリオデザイン	127
5.4.3 床版連結構造におけるシナリオデザイン	132
5.4.4 U型コア断面を有するプレキャストセグメント工法におけるシナリオデザイン	132
5.4.5 まとめ	133
5.5 今後の展望	134
参考文献	135

謝辞 136

付録（開発技術の実用化事例）

第1章 序論

1.1 本研究の背景と目的

都市内高架橋は、都市圏の大動脈として、人々の暮らしと経済の発展を支える重要な役割を担っている。

高架橋の歴史は古く、紀元前20年頃に建造された水道橋（写真1-1-1）が起源であったとされている¹⁾。高架橋が本格的に利用されるようになったのは、19世紀後半～20世紀前半にかけてであり、鋼部材やコンクリート部材の実用化に伴い、桁下空間を自由に活用でき、地形を分断することがないことから、ヨーロッパでは人口密集地での交通網の整備に多く採用されてきた²⁾。

我が国においては、1950年代後半から整備が進められてきた首都高速道路、阪神高速道路を皮切りに、名神高速道路、東名高速道路にも多くの高架橋が採用されてきた。その後も九州や名古屋、神戸等の都市部およびその周辺を中心に高架橋は全国交通網の整備とともに広まっていった³⁾。

これら高速道路黎明期の高架橋の多くは、上部工の主桁として、鋼構造や鉄筋コンクリート（RC）構造、プレストレストコンクリート（PC）構造による単純桁

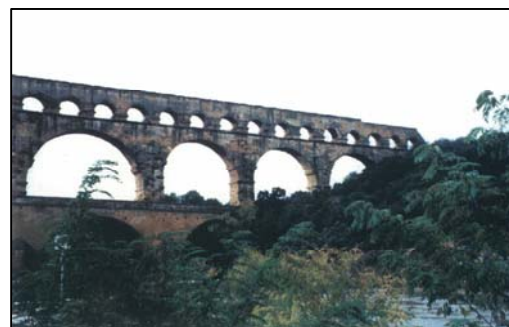


写真 1-1-1 ガールの水道橋



写真 1-1-2 PC 単純桁による都市内高架橋

を並べたものが多く（写真-1-1-2），桁と桁の継ぎ目である各支点上には全て伸縮装置が設置されている。単純桁構造は、構造解析が極めて容易であり、手計算による設計が主流であったこれらの時代においては多用されてきた⁴⁾。しかし、供用開始とともに、伸縮装置部から出る振動・騒音が問題となり、さらに伸縮装置の早期損傷も多くの箇所を確認された。1969年度には、名神高速道路において1344カ所の損傷が報告されている⁵⁾。破損した伸縮装置の補修は、多数の保安要員を要する交通規制等が必要であり、その費用は建設の場合よりも相当の割高になる。さらにその作業もリスクの高いものとなる。また、損傷した伸縮装置部から漏れ出す水により、主桁の端部や支承等が早期に劣化した事例も多く確認されている。このような状況から、損傷のリスクの高い伸縮装置の設置箇所ができるだけ少なくなるような橋梁形式が求められている。

一方、国内における昨今の都市圏の抱える課題として、主要道路の慢性的な渋滞が挙げられる。都市圏の交通渋滞は、日本全国で年間約38.1億時間の時間損失を発生しており、金額に換算すると約12兆円に達する。これは、一人あたりにすれば、年間約30 時間、金額にして約9万円が渋滞によって失われていることとなる。このように、道路交通に発生している渋滞とそれによる損失は、国内産業活動の効率化、産業の国際競争力向上に向けて大きな足枷となっている。また、都市部における道路利用者に対する調査でも、国民の約半数が日常的に渋滞する道路を利用しており、約6割の人が不満と感じていることが報告されている⁶⁾。

こうした中、道路渋滞のボトルネックの解消や、環状道路をはじめとする都市圏の道路ネットワークの整備が求められてきている。道路渋滞の原因は、踏切や交差点によるものが多く、解決

の手段として都市内高架橋を活用した交通網の再構築への期待度は大きいものと考えられる。

このように、都市内高架橋は、我が国の発展に欠かせない生命線であり、物流や人々の異動を大きく支えている重要なインフラ施設であるが、しかしその建設にあたっては、住宅街やオフィス街に近接した環境下であることが多く、施工に十分なヤードを確保できない場合や、建設に十分な日数を確保するのが困難な場合が多い。したがって、その施工に関しては、限られたヤード内で急速施工が可能であり、かつ、振動、騒音等に配慮された施工技術が求められている。また、これまで建設された高架橋の維持管理における経験から、伸縮装置の設置を最小限に留めることが可能な技術が求められている。

次に、昨今の社会情勢に目を向けると、建設業の労働人口は少子化や建設不況の影響を受け、2002年度から2010年度の8年間に約20%減少している⁷⁾。今後もこの傾向は続くと予想され、社会資本の整備には、労務依存比率の低い合理的な建設技術の展開が求められている。

また、2011年に発生した東日本大震災においては、一般道が随所で寸断され、緊急物資の運搬や復旧・復興に自動車専用道路の高架橋が重要な役割を果たしたことは記憶に新しい。現在、日本列島は地震の活動期に入ったと言われており、近い将来発生するリスクが高いとされる東海・南海・東南海地震に対して、強靱な都市部の道路交通網の整備が急務となっている⁸⁾。

国際社会に目を向けると、スイス・国際経営開発研究所（IMD）の2013年版国際競争力報告書による日本の競争力は世界第24位にランクされ、1990年の第1位からほぼ一貫して低下している⁹⁾。また、近年経済成長が著しいアジア諸国においては、今後大規模なインフラ整備が計画されている。アジア開発銀行（Asian Development Bank, ADB）によると¹⁰⁾、今後アジアが潜在的成長力を発揮するためには、2010～2020年の11年間に、域内インフラ整備のために約8兆ドルが必要と見込まれている。そのうち68%は新たなインフラのための必要額、32%は既存のインフラの維持・更新のための必要額である。分野別では、エネルギー（電力）、通信、運輸、水道・衛生の4分野にまたがり、なかでも道路は2兆4,700億ドル（29%）と大きな割合を占めており¹¹⁾、技術面での我が国の国際貢献への期待は高まっている。このようにアジアにおける道路網の整備は、巨大な市場となってきているが、工事に際しては中国や韓国等の企業との厳しい競争となる場合が少なくない¹²⁾。長期にわたり低迷が続く日本経済の回復には、我が国の企業がアジアをはじめ海外での道路等のインフラ整備を通じた事業権の獲得等により、長期にわたり収益を確保できるようなビジネスモデルを構築することなどを通じ、アジアの成長を我が国の成長に結びつけることが期待されている¹¹⁾。したがって、都市内高架橋の建設に関しての国際競争力の強化は必要不可欠であると考えられる。

以上のように、都市部の交通渋滞の緩和、労働力不足の解消、災害に強いインフラの整備、国際貢献、国際競争力の強化の観点から、道路の都市内高架橋をいかに合理的に建設できるかは重要な課題であり、その解決策としてプレキャスト部材を活用した建設技術が有効であると考えられる。よって本研究では、現地での作業の軽減が可能なプレキャスト工法に着目し、新たな設計・施工手法によるPC都市内高架橋建設の合理化に関する研究開発を目的とする。

1.2 PC 都市内高架橋建設の抱える課題と対策

都市内におけるPC高架橋は、主に経済性から、支間長15m～50m程度のものが多い。これらはさらに、小規模支間（支間長15m～35m程度）高架橋と中規模支間（支間長30m～50m程度）高架橋に大別され、架橋地点の制約条件や景観性および経済性等により形式選定が行われている¹³⁾。

1.2.1 小規模支間（支間 15m～35m 程度）高架橋の建設

都市内において比較的制約条件が少ない場合、高架橋建設には従来から比較的小規模支間（支間長15m～35m程度）のプレキャストPC桁が多く採用されている¹³⁾。これは断面形状としてT型やI型、もしくは矩形の中空を有するプレテンション方式またはポストテンション方式のPC桁で、橋梁架設地点と別の場所（PC工場や製作ヤード等）で単純桁もしくは分割したPC桁を製作し、架設地点に運搬後、トラッククレーン等で架設するものである。設計および施工が比較的容易なことから、今後も多く用いられると予想されるが、伸縮装置を最小限にし、維持管理費の軽減を図る観点から、これらの単純桁を結合でき、かつ耐久性に優れた結合構造の開発が望まれる。

都市内高架橋で多く採用されている本工法は当初、単純桁を並べたものが殆どであったが、1970年代に入ると、単径間で製作したプレキャストPC桁を、架設後に連結して伸縮装置を最小限にする研究が各方面で進められた。この結果、プレキャストPC単純桁の掛け違い部の遊間に連結シューを配置し、左右のPC桁をPC鋼棒で緊結する方法（図1-2-1）が考案された⁵⁾。しかし、この方法では、連結部直上の舗装のひび割れが問題となった。これの発展型として、プレキャストPC単純桁の掛け違い部の遊間を床版の鉄筋のみ結合し、端横桁間をコンクリートで充填する方法も考案された⁵⁾。この形式がその後更に研究され、1980年代に床版、横桁（主桁）の両方に鉄筋を配置し、後打ちコンクリートで結合する構造（RC連結構造、写真1-2-1）が多く採用されるようになった。当初、RC連結構造の設計、施工は、統一された規準類が存在しなかったが、1992年に建設省土木研究所からPC桁のクリープ変形の影響や、各種の疲労試験結果等の研究結果を踏まえた報告書¹⁴⁾が出され、現在においてもこれに準拠した設計・施工がなされている。

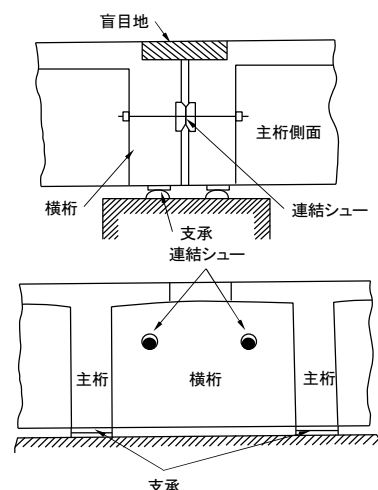


図 1-2-1 PC 鋼棒による連結方法

現在、新設のPC連結橋梁で多く用いられているRC連結構造は、架橋地点の状況により、桁高の異なる主桁同士や主桁の形状が異なる桁同士（例えば、T桁と中空桁等）の場合は連結が困難であり連結化を断念する場合が多く、適用性に関して制約が多い（図1-2-2）。また、主桁端部を切り欠いた狭隘な場所で太径の鉄筋を密に配置するものであるため、作業手間やコンクリートの充填性の容易さから多くの課題を有している。



写真 1-2-1 RC 連結構造

そこで本研究では、これまでのRC連結構造では連結が困難であった異なる形状のプレキャストPC桁の結合が可能であり、かつ連結部の施工が容易な床版連結構造を新たに提案し、技術開発を行う。

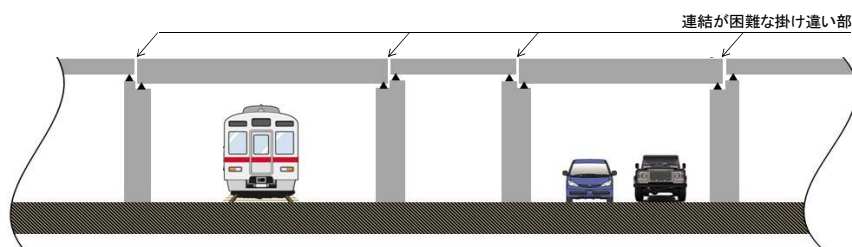


図 1-2-2 PC 桁の連結が困難な場合の例

1.2.2 中規模支間（支間長 30m～50m 程度）高架橋の建設

都市内的高架橋の建設において、架設地点の交差物等による制約条件や景観性が求められる場所では、支間長を大きくでき、主桁形状の自由度が高い場打ちコンクリートによるPC連続箱桁橋（写真1-2-2）が中規模支間（支間30m～50m程度）として多く採用されてきている¹³⁾。従来からこのタイプのPC連続箱桁橋は、経済性から支保工とよばれる地盤から直接支柱等で橋体重量を支持する施工方法を採用されている場合が



写真 1-2-2 PC 連続箱桁橋

が多く、都市内高架橋の建設に大いに貢献していた。しかし、支保工による施工は、現地にて地盤の整備・改良、支柱の組立て、型枠組立て、鉄筋・PC鋼材の組立て、コンクリート打設・養生、型枠・支保工の解体と、多くの工種を展開する必要があるため、工事期間の短縮が求められる都市内高架橋を建設するにあたっては、多くの時間を要することと、多くの資機材や労務を集中的に投入しなければならないことが問題となっていた。

高速道路の渋滞緩和を目的とした第二東名・名神高速道路の巨大プロジェクトを間近に控えた1990年代前半から、都市内高架橋の建設の合理化を目的とした、PC箱桁橋へのプレキャストセグメント工法の導入に向けた研究が盛んに行われるようになった。

PCプレキャストセグメント工法は、あらかじめセグメントに分割して製作されたコンクリート製部材を現場で組み立てて、プレストレスを与えて一体化して構造物を構築する工法である。この工法は、フランス人技師E.Freyssinetによって考案され、1947～1951年にセーヌ河の支流であるマルヌ河に5橋をPCプレキャストセグメント工法で完成させた¹⁵⁾。施工の合理化などの観点から、欧米諸国では1950年代頃から橋梁工事などに採用され始め、その施工実績もかなりの数に達している。

一方、我が国では、プレキャストセグメント工法による橋梁の歴史は、1966年の首都高速道路公団による首都高速道路2号線目黒高架橋工事¹⁶⁾に始まり、これまで道路橋、鉄道橋などに利用されてきているが、その施工実績が海外と比べると非常に少ないのが実状である。1980年代から1990年代初頭にかけて、東名足柄改築工事¹⁷⁾や阪神高速道路湾岸線¹⁸⁾等で実施されたものがあつた。しかし、これらは都市部からやや離れた場所でのプレキャストセグメントを用いた張出架設であつて、建設費用が高くなる傾向があることや、本格的な採用にあたっては技術的に克服すべき課題が多かったことなどから、その後、事業計画に採用される機会が減少していた。

このような状況下、米国では1980年代初頭、Long Key橋やSeven Mile橋等のプロジェクトにおいて、中規模スパンの高架橋の建設に、専用ガーダーを用いて、1スパン単位で急速施工を行うスパンバイスパン工法が採用されており、日本国内でも都市内高架橋の施工の合理化手法として、大きな注目を受けていた。また、1994年には、現在多く採用されているショートラインマッチキャスト方式を初めて採用した“Y” bridgesが完成している¹⁹⁾。

我が国では海外への調査団の派遣や各種委員会活動による基準類の整備を経て、国内初のスパンバイスパン工法が松山自動車道の重信川高架橋工事²⁰⁾で採用され、1997年に完成した。その後、第二名神高速道路の複数のプロジェクトにスパンバイスパン工法は採用され、急速施工の観点では一定の成果が確認できたが、いずれも大規模な架設ガーダーを必要としており、架設費用の低減という課題が残った。

そこで本研究では、支間35m～50mの合理化策としてプレキャストセグメント工法に着目し、品質を確保しつつ架設費用の低減と急速施工の両立が可能な技術開発に取り組む。

1.2.3 現場打ち床版の施工

床版は供用後最も過酷な条件に曝される部位である。現場打ち PC 高架橋のみならず、設計・施工の合理化の観点から近年採用が増えているプレキャスト部材を活用した PC 合成桁（PC コンボ橋）²¹⁾等においても、床版の施工は現場打ちコンクリートの場合が少なくない。本部位の良否が橋梁の耐久性に大きな影響を与えるものであるが、多くの場合、その品質は左官工の経験と技量に委ねられているのが現状である。

一方、昨今の若者の建設業離れと災害復旧需要が相まって人手不足率は増加傾向にあり、労務の確保は年々難しくなっている²²⁾。また、一般の土間コンクリート等に比べて粘性が高く凝結の速い早強コンクリートを、作業が可能な範囲でできるだけ遅い時期に金ごてで強い力を加えて仕上げる²³⁾ことが求められる PC 橋の床版コンクリートの天端仕上げは、中腰で長時間にわたる身体的に厳しい労働であり、今後生産システムとしての改善が求められている工種の一つである。

このような状況から、床版の“品質の向上が可能でかつ、施工の省力化が可能”な床版仕上げに関する施工システムの構築は、本研究において残された課題であると考えられる。よって本課題に対する改善策として、床版コンクリートの天端均しの機械化施工について検討を行う。

1.3 本研究の構成

本研究は、PC構造の都市内高架橋について、主としてプレキャスト工法に着目し、設計および施工時の工夫による維持管理性能の向上、施工性の省力化、建設コストの低減、急速施工、品質の向上を“建設の合理化”と捉え、研究開発を行うものである。

本論文は以下の5章から構成される。基本的な流れを図1-3-1に示す。

第1章は、本研究の背景と目的を述べるとともに、次章以降の概要を述べる。

第2章では、主に支間長15m～35m程度の都市内高架橋に多く採用されているプレキャストPC桁（T桁、I桁、中空桁等）に対して適用性の高い連結工法として、床版連結工法を提案し、設計方法および基本構造について述べる。また、床版連結工法の適用性拡大に適した材料として新たに開発した、低弾性高じん性セメント系複合体の性能について性能試験を行う。さらに実物大切り出しモデルの試験体で床版連結構造の載荷試験と低弾性高じん性セメント系複合体部材の疲労試験を実施し、挙動を明らかにする。

第3章では、主に支間長30m～50m程度の都市内高架橋に多く採用されているPC連続箱桁橋の急速施工と建設コストの縮減を目的として、箱桁断面の床版部分を後施工する技術に着目したプレキャスト工法の技術開発を行う。第一に、架橋地点でセグメント製作ヤードの確保が困難な場合に有効な、U型コア断面を有する工場製プレキャストセグメント工法を提案し、施工時が開断面であるため懸念されるU型コア特有の構造特性を、セグメント単体および1スパンモデルの構造解析と実物大確認試験により挙動を明らかにする。第二に、架橋地点でセグメント主桁製作ヤードの確保が可能な場合に更なる急速施工と建設コストの縮減が可能な、現地で製作し1スパンあたりで分割しない長尺のU型断面プレキャスト桁を用いたU桁リフティング架設工法を提案し、適用に際して懸念される運搬・吊り上げ・架設時における挙動を、FEM解析と実物大確認試験等

により明らかにする。

第4章では、前章までに残された課題であるPC橋の床版天端仕上げについて、品質と施工性の向上を目的とした機械化施工による天端仕上げシステムを取り上げ、試験施工とその品質確認試験により床版コンクリートの表層の強度、耐久性を、締固めエネルギーの観点からその効果を明らかにするとともに、施工性向上の効果についても検討を行う。

第5章では、本研究をまとめるとともに、今後新たにPC都市内高架橋を建設する場合のシナリオデザインを考え、最後に今後の展望を示す。

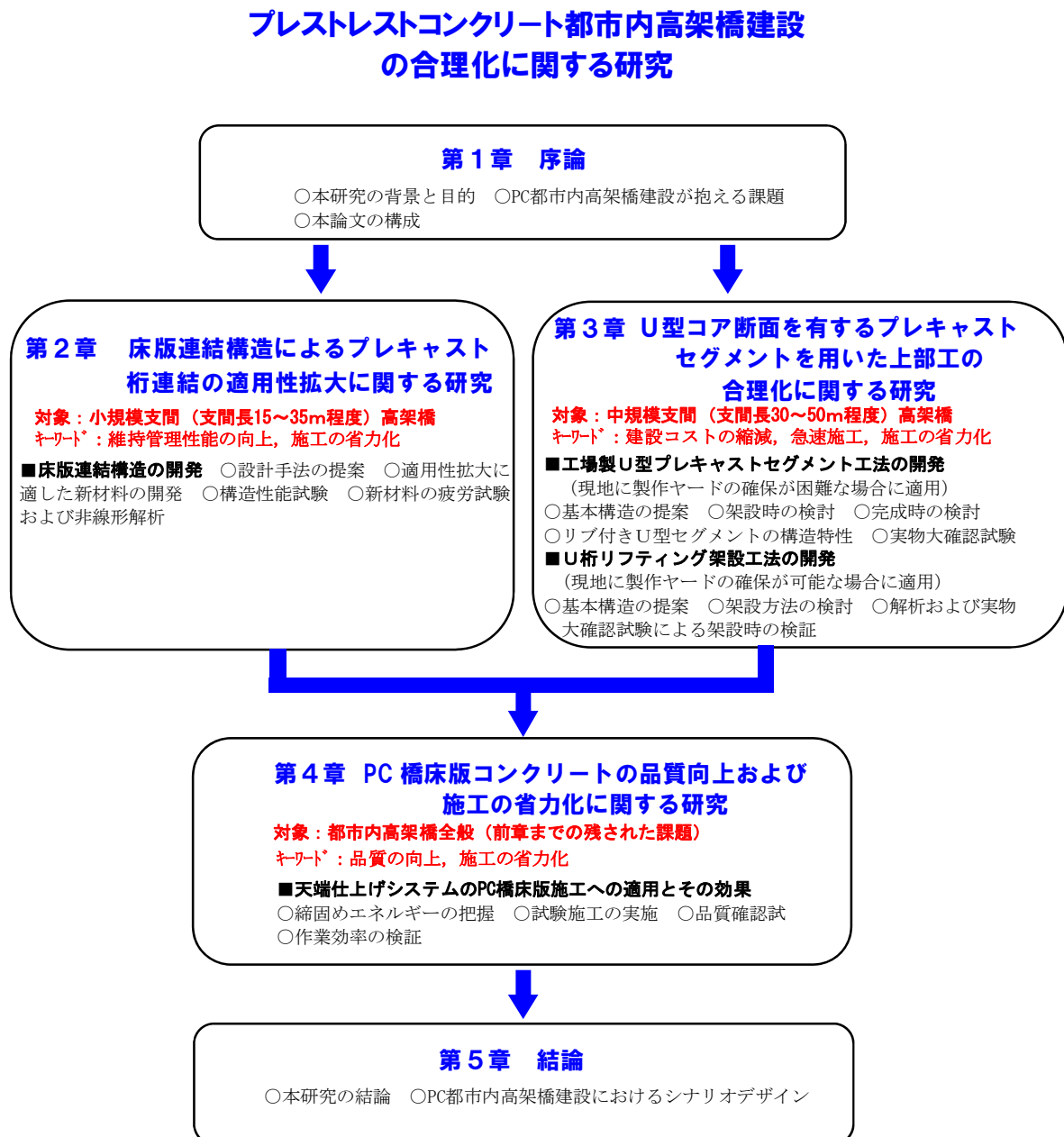


図 1-3-1 本研究の基本的な流れ

〈参考文献〉

- 1) ユネスコ本部 HP: Pont du Gard (Roman Aqueduct), <http://whc.unesco.org/en/list/344/>
- 2) 鹿島建設 HP: 建設博物誌 (橋), http://www.kajima.co.jp/gallery/const_museum/
- 3) 国土交通省道路局公式 HP: <http://www.mlit.go.jp/road/michi-re/index.htm>
- 4) 春日昭男: PC 構造の設計解析技術の歩みについて, プレストレストコンクリート Vol. 42, No. 6, pp. 84-88, 2000. 11
- 5) 社団法人高速道路調査会: PC プレテンション桁橋の連結構造に関する研究, プレストレストコンクリート Vol. 14, No. 3, pp. 56-63, 1972. 6
- 6) 国土交通省: 都市圏の交通渋滞対策—都市再生のための道路整備—, 平成 13 年度～平成 14 年度プログラム評価書, 2003
- 7) 総務省統計局公式 HP: <http://www.stat.go.jp/index.htm>
- 8) 藤井聡: 列島強靱化論—日本復活 5 カ年計画, 文春新書, 2011
- 9) 国際経営開発研究所 (International Institute for Management Development): The World Competitiveness Scoreboard 2013
<http://www.imd.org/uupload/IMD.WebSite/wcc/WCYResults/1/scoreboard.pdf>
- 10) ADB (2009) 「INFRASTRUCTURE for a SEAMLESS ASIA」.
- 11) 経済産業省通商政策局: 平成 22 年版通商白書, 2010. 8
- 12) 野中賢, 木村駿: 特集アジアの攻め方, 日経コンストラクション, pp. 52-71, 2012. 5
- 13) 社団法人プレストレストコンクリート建設業協会: PC 道路橋計画マニュアル, 2007. 10
- 14) 建設省土木研究所・(社) プレストレストコンクリート建設業協会: プレキャスト連結げたの設計法に関する共同研究報告書, 1992
- 15) ホセ A F オルドネス (訳 出雲淳一他): PC 構造の原点フレッシュナー, 建設図書, 2000.
- 16) 西山啓伸: 橋梁の設定条件と施工計画について —都市高架橋—, プレストレストコンクリート Vol. 22, No. 3, pp. 11-15, 1980. 6
- 17) 木村秀夫, 中尾信裕, 尾島孝幸, 清水真典, 久保田和伸: PC 橋のプレキャストブロックカンチレバー工法の設計と施工 —東名足柄橋東 (PC 上部工) 工事—, プレストレストコンクリート Vol. 33, No. 5, pp. 36-47, 1991. 9
- 18) 白野弘明, 畑孝市郎, 高橋啓二: 二色の浜工区 (その 2) PC 桁工事の設計・施工報告, 第 2 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 135-138, 1991. 10
- 19) 酒井秀昭: PC 橋のプレキャストセグメント工法の現状 —開発の経緯と今後の課題—, プレストレストコンクリート Vol. 49, No. 5, pp. 57-63, 2007. 9
- 20) 湯川保之, 長谷俊彦, 馬場照幸, 中村克彦: プレキャストセグメント工法の設計・施工, 土木学会四国支部技術研究発表会 (1995 年 5 月), pp. 450-451, 1995. 5
- 21) 社団法人プレストレストコンクリート建設業協会: PC コンポ橋設計・施工の手引き, 2007. 5
- 22) 国土交通省土地建設産業局建設市場整備課: 建設労働需給調査結果 (平成 25 年 10 月調査), 2013. 11
- 23) 土木学会: 2012 制定コンクリート標準示方書【施工編】, pp. 119, 2012. 3

第2章 床版連結構造によるプレキャストPC桁連結の適用性拡大に関する研究

2.1 プレキャスト桁同士の連結方法の現状と課題

比較的小規模（支間長15～35m程度）の都市内高架橋には従来から経済性に優れたT桁，I桁，中空桁等の断面形状を有するプレテンション方式やポストテンション方式のプレキャストPC桁（プレテン桁，ポステン桁，図2-2-1参照）¹⁾が多く採用されている．多種にわたり標準化が進んでいることや設計と施工が容易であることから，今後も多く採用されるものと予想される．

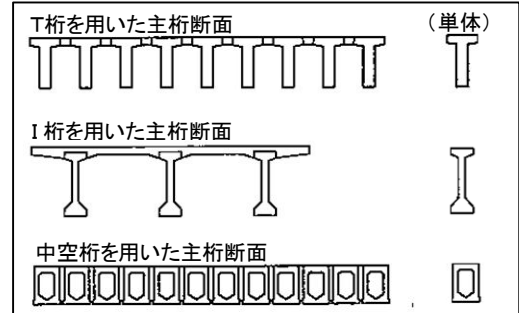


図2-1-1 プレキャストPC桁の断面¹⁾

一方，都市内の道路橋伸縮装置の補修サイクルの実

績は，平成15年の分析によると，騒音対策等の沿道環境の保全が優先される都市内では3～15年と比較的短い．このように比較的早期に補修（交換）される実態から，伸縮装置の交換が数回繰返される既設の鉄筋コンクリート（RC）床版では，伸縮装置撤去時にブレーカによるはつきり過ぎや不用意なひび割れによるダメージを受けていることが報告されている²⁾．このように，伸縮装置に関係する補修費用が維持管理費全体の多くを占めており，今後建設される高架橋においては，伸縮装置の設置を最小限にすることが，維持管理性能の向上の観点から重要となる．

単純桁として製作されるプレキャストPC桁を用いて，伸縮装置を減じた高架橋とする場合，RC連結構造（図2-1-2）³⁾が多く採用されている．

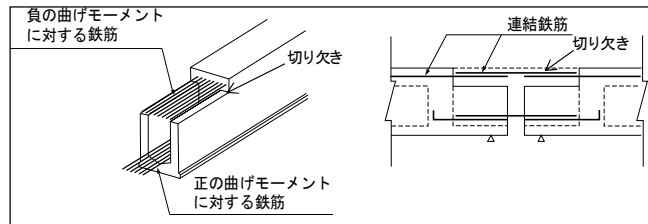


図2-1-2 RC連結構造の基本構造³⁾

RC連結構造は，1980年代から採用されているプレキャストPC桁の連結方法で，中間支点上となる桁の端部の一部を切り欠き，単純桁として架設した後，支点上を跨ぐ鉄筋を配置し，RC構造の横桁を構築することで主桁を連結し，連続化を図るものである．

プレキャストPC桁を用いた連結タイプの橋梁の構築順序と変形の概念図を図2-1-3に示す．PC桁は連結部完成後プレストレスによるクリープ変形で上に反り上がる．これに伴い，中間支点上の連結部には死荷重時に正の曲げモーメントが発生し，下面に引張力が生じる．中間支点上にはこの力に対する下面の鉄筋と，活荷重に対する上面の鉄筋を配置し，引張力に抵抗するRC構造の連結方式である．

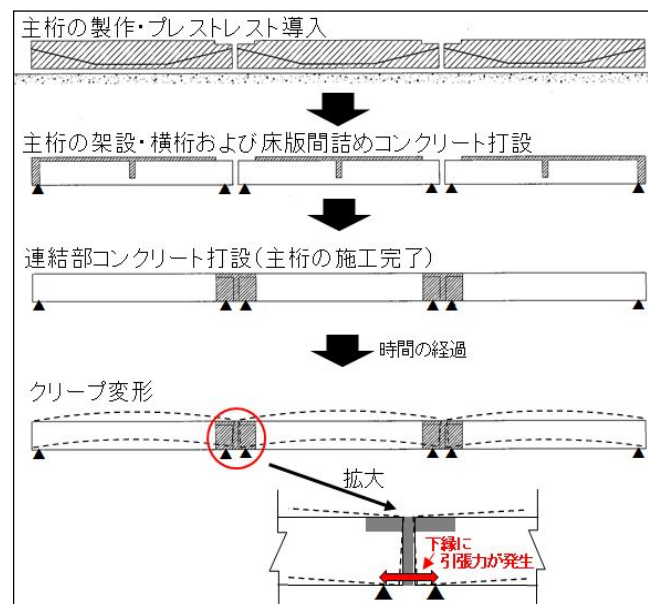


図2-1-3 主桁の構築順序と変形の概念図

このRC連結構造は、これまで鉄筋の配置スペースの制約から、同一断面のPC桁に限り採用されてきている。特に正の曲げモーメントに対して、異なる断面形状の場合は、互いに共通する連結鉄筋を配置できるスペースが極めて限られることと、異なる桁高の場合は、桁高の高い方で必要となる連結鉄筋を配置するのに相手の桁が存在せず、下縁に必要な鉄筋量を配置できないためである(図2-1-4)。図2-1-5は、このような理由で連結化を断念した設計事例であり、現在でもしばしは見受けられる。

施工面においては、RC 連結構造は、狭隘な横桁部に太径鉄筋を密に配置することから、連結部の鉄筋、型枠の組立て作業に多くの時間と手間を要する。また、コンクリートの充填にも注意が必要となる(写真 2-1-1)。

そこで、本章ではプレキャスト桁同士の連結の自由度を高め、施工性の向上の図れる構造について検討する。具体的には現状のRC 連結構造の代わりに、床版のみを結合し、桁高や桁断面の形状にとらわれることなく自由な組み合わせで連結が可能となる手法について検討する。これにより、例えば図 2-1-5 の場合においても、隣り合うプレキャスト桁と連結し、伸縮装置設置箇所を減らすことが期待できる。

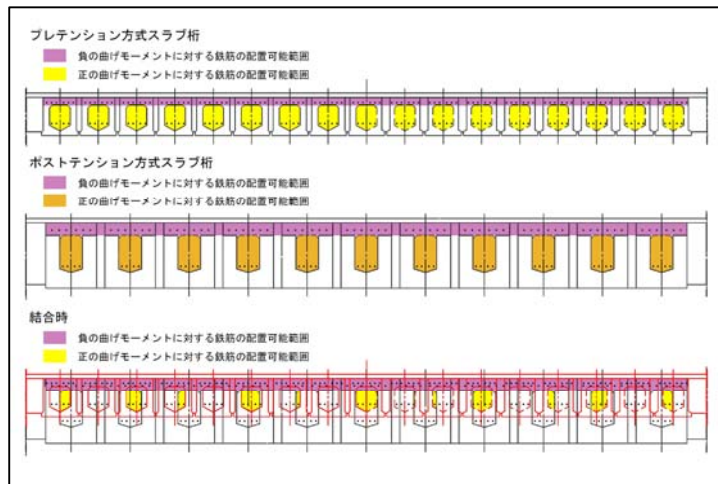


図 2-1-4 異なる桁同士の連結鉄筋配置可能位置

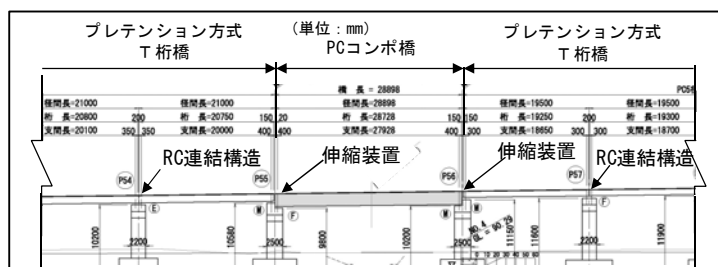


図 2-1-5 連結を断念した設計事例



写真 2-1-1 連結横桁部の過密鉄筋

2.2 床版連結構造に関する既往の技術と開発技術の目的および概要

2.2.1 床版連結構造の既往の技術⁴⁾

(1) 海外における適用事例

海外における新設施工事例には、トルコのプレキャスト単純U断面桁がハンマーヘッド型の橋脚を挟むように床版で連結した事例⁵⁾(図 2-2-1)と、バンコクやテキサスのスパンバイスパンで施工されるプレキャストセグメント単純箱桁を床版で連結した事例^{6) 7)}(図 2-2-2)がある。ゴム支承やバッファー等により、耐震上の連続化を図っているものと推察される。ミシガン州運輸局(MDOT)の技術レポートとして設計ガイドライン⁸⁾が発刊されており、活荷重での主桁の変形(主桁作用)による支点上の負の曲げモーメントに対して設計する手法が採用されている。

(2) 国内における適用事例

国内における事例には、阪神高速道路大阪堺線⁹⁾や首都高速道路7号小松川線¹⁰⁾でPC 単純合成

桁（図 2-2-3，図 2-2-4）のノージョイント化として試験的に採用しており，鋼橋を含めた基準として「既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き（案）」¹¹⁾が発刊されている．また，ECC（Engineered Cementitious Composites，高じん性セメント系複合体）を用いたノージョイント用連結板（ウルトラジョイント，図 2-2-5）による埋設ジョイントも首都高速道路で既設橋のノージョイントに採用されている¹²⁾．

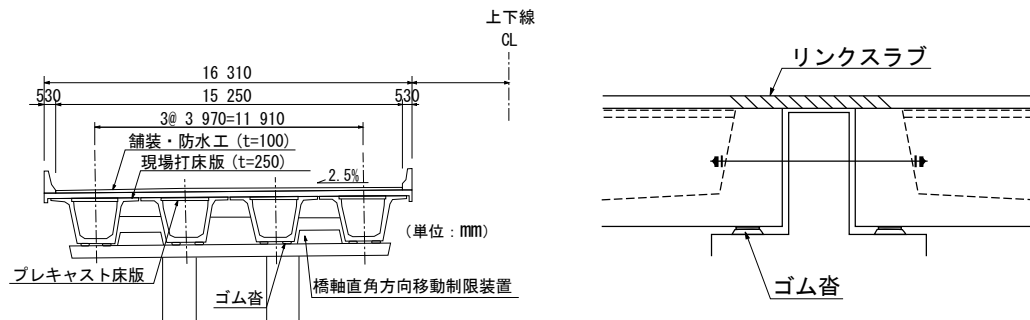


図 2-2-1 トルコ高速道路における事例⁵⁾

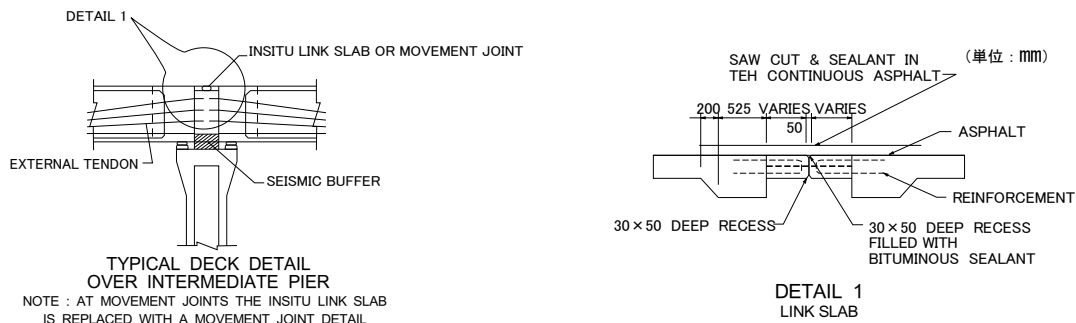


図 2-2-2 バンコク第2高速道路における事例^{6) 7)}

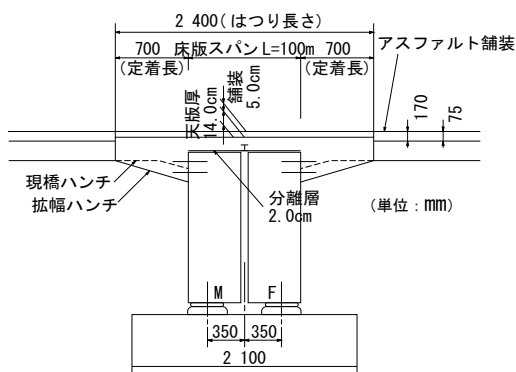


図 2-2-3 阪神高速道路大阪堺線における事例⁹⁾
(既設橋のノージョイント化)

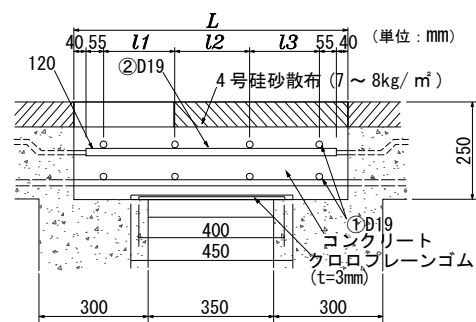


図 2-2-4 首都高7号小松川線における事例¹⁰⁾
(既設橋のノージョイント化)

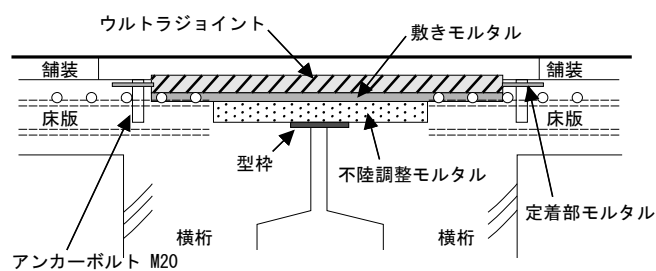


図 2-2-5 ウルトラジョイント¹²⁾

2.2.2 開発技術の目的および概要

本研究では、建設時におけるプレキャスト PC 桁を対象とした適用性の広い連結方法の開発を目的としており、海外の事例は対象とする構造物の特性が異なることや仕様等について不明な点が多いこと、また、国内の事例の多くは既設橋のノージョイント化を目的としていることから、設計や施工の条件が異なる新規建設にそのまま適用することは難しいと考えられる。

そこで図 2-2-6(右)のように既設桁の床版のみを結合する床版連結構造を新たに考案した。本床版連結構造は橋軸方向に 1.0~2.0m の長さを有する RC 構造の床版部材で主桁同士を結合するものであり、活荷重等による連結部の角折れの吸収を緩やかにできる。図 2-2-7 に示すような既設橋のノージョイント化は、桁端部をはつり出し、桁遊間部（一般には 50mm 程度）の上面を鉄筋コンクリートで連結するものであり、桁の変形による上縁の伸縮に対応する長さが短く舗装のひび割れ等が報告されている¹³⁾。角折れを円弧で擦り付けるとすれば、床版連結構造では間詰め部連結と比較して、曲率半径を 20~40 倍大きく緩やかにすることが可能となり（図 2-2-8）、連結部のコンクリートやその上の舗装に生じるひずみを大幅に低減できることから、耐久性向上にも資することが期待できる。

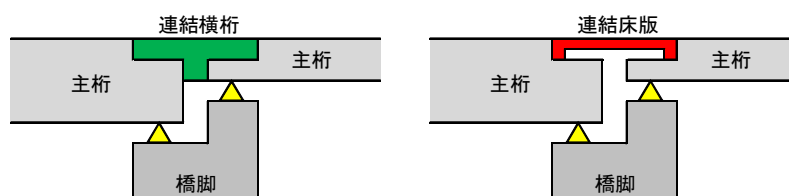


図 2-2-6 従来の連結構造と床版連結構造の比較

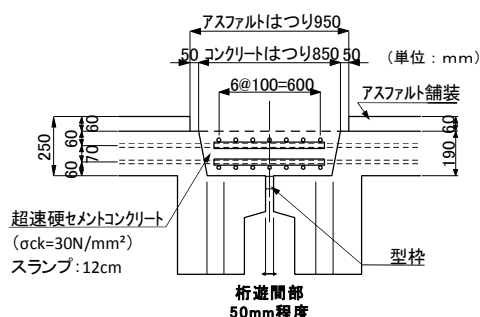


図 2-2-7 既設橋ノージョイント化の例

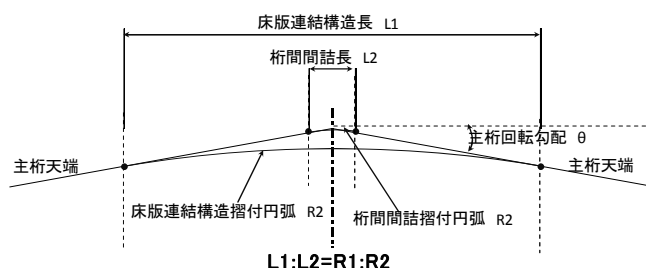


図 2-2-8 回転角の擦り付け区間長と曲率の関係

2.3 床版連結構造の基本構造と検討課題

2.3.1 床版連結構造の基本構造

床版の長さは、連結床版部に発生する断面力に応じて決まる。発生する断面力が大きく、RC 構造の部材として設計が困難になる場合は、連結部の床版を長くし、支点上の連結床版部の剛性を低くすることで曲げモーメントを低減できる。床版連結構造の曲げモーメント低減効果と基本構造の概念図を図 2-3-1 に示す。床版連結構造における接合部は、主桁と連結床版部を主桁から出ている鉛

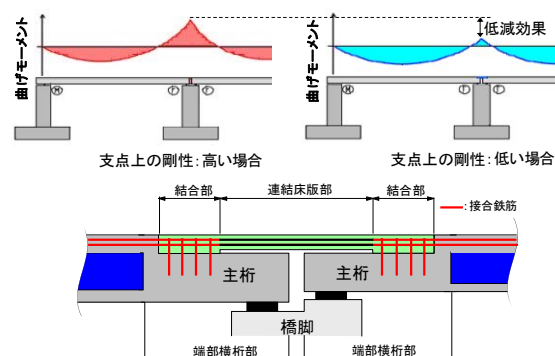


図 2-3-1 床版連結構造の曲げモーメント低減効果と基本構造

直および水平方向の接続鉄筋で結合する部位であり、桁端部の横桁上でなければ、鉛直方向に所要の接続鉄筋を配置できない。床版長を大きくとることで断面力の低減が図れるが、端部横桁が過度に厚くなれば、上部工重量が増加し下部工への負担が大きくなり合理的でなくなる。したがって、ここでは、端部横桁厚さを既設の下部工の耐荷力から最大 2.0m 程度を限度とし、これにより、連結床版部の最大長さも 2.0m とした。

2.3.2 床版連結構造の実用化に向けた検討課題

都市内高架橋である第二京阪道路田辺パーキングエリア工事¹⁴⁾について、床版連結構造の適用に対する検討を行った。(図 2-3-1)。本工事は、供用中の第二京阪道路および側道の上空に高速道路のパーキングエリアを構築するもので、中間橋脚を設置できる位置が限られており、すべての支間で長さが異なるため、桁高や断面形状の異なるプレキャスト PC 桁で計画されている。橋脚および沓座(支承を設置する部分)は既に完成している。基本計画においては連結化を断念し、伸縮装置の設置を想定していた。橋梁の下面が高速道路であり、将来の維持管理上から連結化を図りたいケースである。

予備検討は、平面骨組解析にて各中間支点上の連結床版部の長さを 1.0m からスタートし、RC 構造が成立しない箇所が生じれば各々 1.5m, 2.0m の順に伸ばしていった。予備検討の設計条件と橋梁の一般図を表 2-3-1 と図 2-3-2 に示す。

表 2-3-1 予備設計における基本設計条件および諸数値

基本設計条件		コンクリートにおける諸数値			
構造種別	プレストレストコンクリート道路橋	コンクリート強度	N/mm ²	50	36
構造形式	A1～P1 ポステン中空桁橋 P1～A2 プレテン中空桁橋	弾性(ヤング)係数	N/mm ²	3.3 × 10 ⁴	2.98 × 10 ⁴
主桁製作	工場製作	許容曲げ引張応力度	死荷重時 N/mm ²	0	0
橋長	81.960m(道路中心線上)	設計荷重時 N/mm ²	-1.8	0	-----
桁長	25.650 m + 17.050 m + 17.050 m + 21.510 m	許容曲げ圧縮応力度	死荷重時 N/mm ²	16	13.8
支間	24.900 m + 16.450 m + 16.450 m + 20.810 m	設計荷重時 N/mm ²	16	13.8	10(RCとして)
幅員構成	適応範囲幅 13.237 m	鉄筋における諸数値(SD345)			
舗装	t = 80 mm $\gamma = 22.5 \text{ kN/m}^3$	降伏点応力度	N/mm ²	345	345
遮音壁	A1、A2側 6.00 kN/m (8.0 mタイプ)	許容曲げ引張応力度	死荷重時 N/mm ²	180	-----
活荷重	B活荷重	設計荷重時 N/mm ²	-----	200	300
衝撃係数	衝撃係数 $\beta = 10/(25+L)$ (L荷重に対して)	床版の最大配置鉄筋 D22mm ctc125mm			

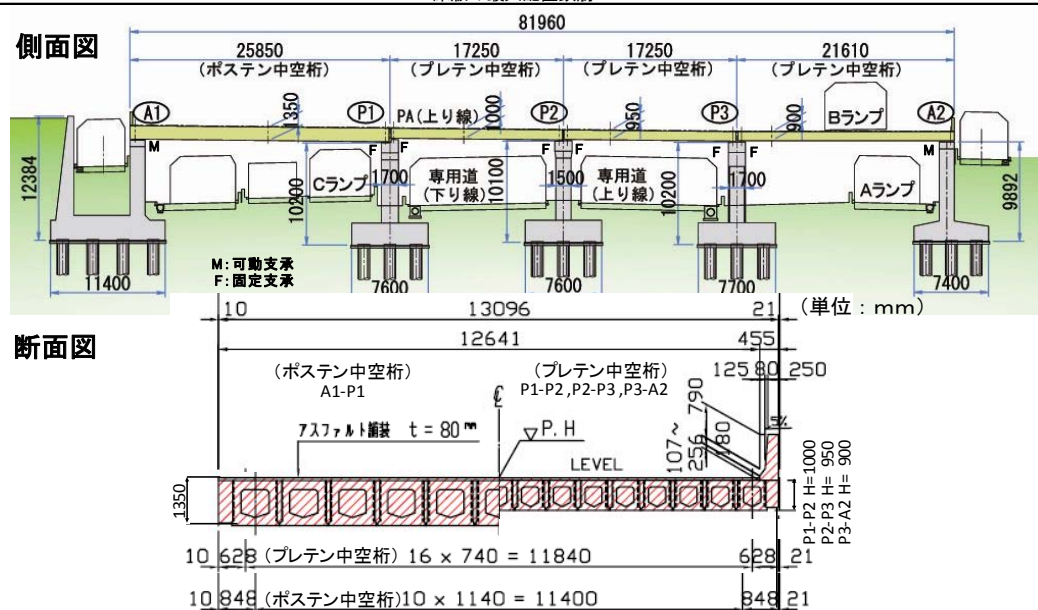


図 2-3-2 床版連結構造適用検討構造物の一般図

床版連結構造の設計は、道路橋の適用基準として十分な実績があることから、道路橋示方書に基づくこととした。したがって、検討の対象とする荷重状態は死荷重（主桁自重＋橋面荷重＋クリープ・乾燥収縮による不静定力）時、設計荷重（死荷重＋衝撃を含む活荷重）時とした。また、床版の最小厚さは 160mm とした。RC 構造としての設計は、維ひずみは中立軸からの距離に比例、コンクリートの引張強度は無視、コンクリートと鉄筋の弾性係数比 n は 15 とした。鉄筋の引張応力の上限値を 140N/mm^2 、コンクリートの圧縮応力の上限値を 10N/mm^2 とした。配置する鉄筋は最大 D22mm、最小配置間隔を 100mm とした。以降、道路橋示方書に基づいた鉄筋コンクリートの応力計算を RC 計算と称す。

検討の結果、P2 および P3 支点上では長さ 1.0m で連結床版部が RC 計算においての床版部材として成立したが、側径間に最大径間長 25.85m を有する P1 橋脚上においては連結床版長さ 2.0m でも大きな曲げモーメントが生じ成立しない結果となった。そこでこのような部位に対してこれ以上連結床版部の長さを伸ばすことなく断面力を低減し、RC 構造として成立させることが可能な技術が必要となった。前述のように、本部位の断面力を低減するには、剛性を低減する必要がある。床版を薄くすれば、剛性は低下し断面力は低減できるが、それ以上に RC 部材としての有効高さが小さくなり、解決策とはならない。そこで、連結床版部の材料の弾性係数を低減することを考えた。繰り返し実施した予備検討の結果、P1 橋脚上においてコンクリートの設計基準強度を通常のコンクリートと同等の 30 kN/mm^2 で、弾性係数を 20 kN/mm^2 （通常のコンクリートの $2/3$ 程度）にすることで P1 橋脚上を 2.0m の長さで結合できることがわかった。

以上を踏まえ、実用化に向けて以下の課題に取り組むこととした。

① 床版連結構造の設計法に関する課題

これまでに実施事例がない構造であることから、解析方法を検証する。通常の平面骨組解析を基に断面力を算出し部材応力を求め、FEM 解析と比較する。また、提案する床版連結構造は L 荷重による主桁作用の影響を受ける部材となるため、L 荷重に対する疲労の影響を検証する。

② 使用材料に関する課題

通常のコンクリートと同等の強度を有し、かつ弾性係数が 20 kN/mm^2 以下となる材料の開発を試みる。本部位は床版部材であり、脆性的な破壊を招くものであってはならないことから、ひび割れの分散性に優れ高じん性な材料が求められる。高じん性を有する材料としては ECC があるが、フライアッシュの使用により、弾性係数が高くなることから^{15) 16)}、現状では本部位に適用するのは困難である。ここでは、ECC のような高いじん性と普通コンクリートと同等の強度を有し、弾性係数は低い、「低弾性高じん性セメント系複合体」の開発を目指す。低弾性材料の開発にあたっては、施工や耐久性を考慮し要求性能を設定する。

③ 構造性能・疲労性能に関する確認

実物大の連結部を有する供試体を作成し、載荷試験により床版連結構造が設計で期待した構造性能を有しているか検証する。また、開発した低弾性材料の疲労特性を把握し、床版に適した材料であるか検証する。

④ 施工性能に関する確認

開発した低弾性材料が、現場での施工に適しているか検証する。

2.4 床版連結構造の設計手法

2.4.1 解析手法

既往のノージョイント化の研究¹⁷⁾により、床版連結構造を有する橋梁の断面力が、各部材の構造軸線を組み合わせた棒理論による線形平面骨組解析で評価できると考える。床版連結部はひび割れを許容するRC部材であり、断面力の増加に伴いひび割れによる剛性低下が予想される。床版連結部の剛性低下は当該部位の断面力の低下に繋がることから、実績のない現時点では、安全性より剛性低下を見込まない線形解析値を用いて床版連結構造を設計するのが妥当であると考えられる。第二京阪道路田辺パーキングエリア工事を例として、図2-4-1に平面骨組解析の全体解析モデルを、図2-4-2に支点上の詳細を示す。支点上は主桁、連結部床版の剛性を有する部材を剛域で結合し、上部と下部の接合面は2重格点のピン結合とし、ここにゴム支承に相当するバネを設置した構造としている。また、上部構造をFEMでモデル化したものと、下部構造を平面骨組部材としてモデル化したものを組み合わせることによって平面骨組解析と同じ境界条件とした線形FEM解析を実施した。比較の結果、平面骨組解析に基づく断面力から算出した部材応力度はFEM解析値に対して同程度かそれ以上であり、平面骨組解析の解析結果による評価は同程度か安全側となることから、平面骨組解析は床版連結構造の解析手法として使用できると判断した（図2-4-3参照）。

表2-4-1に、P1上に低弾性高じん性セメント系複合体の適用（弾性係数を2/3程度に低減）を想定した平面骨組解析による断面力を用いたRC計算による鉄筋およびコンクリート応力の計算結果を示す。低弾性による断面力の低減効果により、P1上もRC構造の床版部材として成立することがわかった。

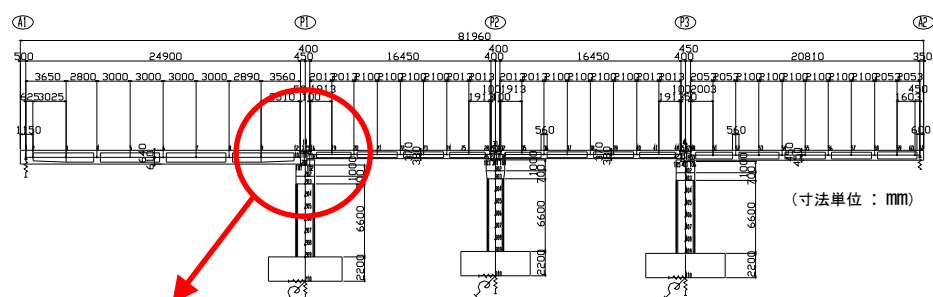


図 2-4-1 平面骨組解析モデル（全体系）

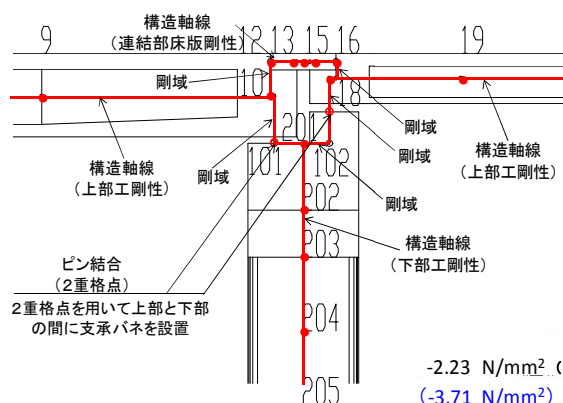


図 2-4-2 平面骨組解析モデル
(P1 支座位部詳細)

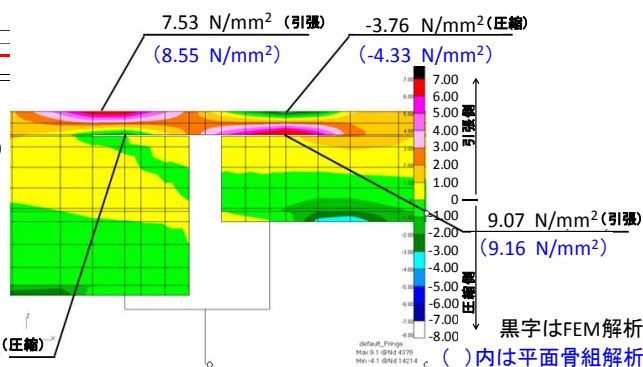


図 2-4-3 FEM 解析による P1 支点上の解析結果の検証

表 2-4-1 P1 支点上の RC 計算結果（床版基部 格点番号 16 左）

応力度		死荷重時 (永続作用荷重時)	設計荷重時 (曲げモーメント最大時)	設計荷重時 (軸力最大時)
鉄筋応力	σ_s N/mm ²	48.6 <100	109.0 <140	110.8 <140
コンクリート	σ_c N/mm ²	2.1 <10	3.2 <10	2.4 <10

2.4.2 疲労に対する安全性

床版連結構造は主桁同士を繋ぐ構造部材であり、かつ床版部材でもあることから、通常の床版部材では作用しない L 荷重による主桁作用により、橋軸方向鉄筋の応力が影響を受ける。したがって疲労についての配慮が必要になると考えられる。T 荷重の影響については、床版支間長 2m は一般的な RC 床版の適用範囲内であり、過去の実験などから平成 8 年以降の道路橋示方書¹⁸⁾に準拠した仕様においては高い疲労耐久性が確認されていることから¹⁹⁾、ここでは、L 荷重を対象とした疲労について検討を行う。

床版連結構造の設計については、過去の実績から道路橋示方書における床版部材の制限値を基本し考える。これについて、コンクリート標準示方書²⁰⁾に基づいた疲労の検討を行う。

(1) 鉄筋の制限値（道路橋示方書，SD345：引張強度 490N/mm² 以上）

- ・死荷重時：100N/mm²
- ・設計荷重時：140N/mm²（120N/mm²程度が望ましい）

(2) コンクリート標準示方書における設計疲労強度（変動応力の制限値）

コンクリート標準示方書における鉄筋の設計疲労強度算出式を以下に示す。

$$f_{srd} = 190 \frac{10^\alpha}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}}\right) / \gamma_s \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{式 2.4.1}$$

f_{srd} ：異形鉄筋の設計疲労強度
 N ：疲労寿命
 σ_{sp} ：永久荷重における鋼材の応力度
 疲労寿命が 2×10^6 回以下の場合、
 $\alpha = k_{of}(0.81 - 0.003 \phi)$
 $k = 0.12$
 ここに、 ϕ ：鉄筋直径(mm)
 k_{of} ：鉄筋のふしの形状に関する係数で、一般に 1.0

式 2.4.1 において、S-N 曲線に相当する前項を S とし、 $S = 190 \times 10^\alpha / N^k$ をグラフにすると、図 2-4-4 になる。図 2-4-5 はこれを対数化したものであり、勾配 $k = -0.12$ である。よって勾配の逆数は $m = 8.33$ となる。

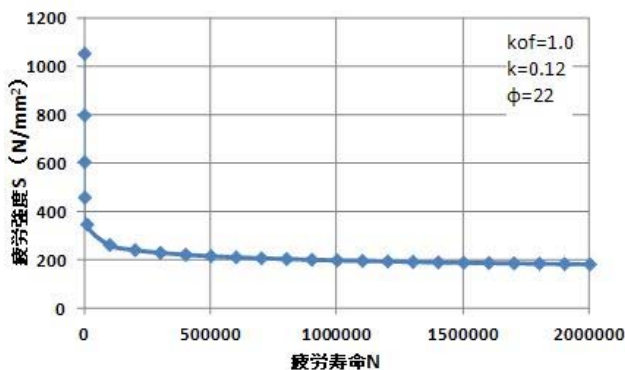


図 2-4-4 S-N 関係

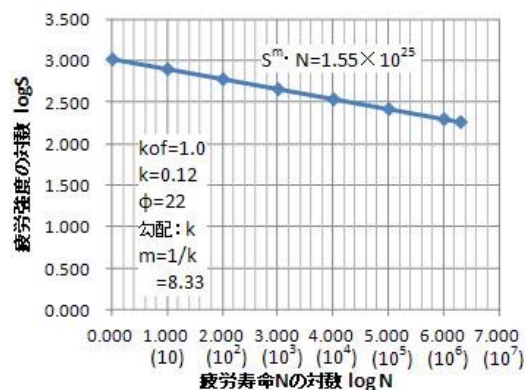


図 2-4-5 S-N 曲線（両対数表示）

(3) 疲労寿命 N (L 荷重の換算繰り返し回数) についての検討

道路橋について疲労の影響を検討するには、荷重の種類と繰り返し回数を決定する必要がある。ここでは、「プレストレストコンクリートコンクリート部材の設計法に関する調査研究報告書（その2）」²¹⁾（以下、文献²¹⁾と称す）の研究成果を参考に検討を行う。

文献²¹⁾は、道路橋に PRC (Prestressed Reinforced Concrete) 構造を導入するにあたっての技術的課題に取り組んだものであり、ひび割れを許容する設計となることから、特に疲労に関する検討が多く行われた。その中で、実際の高速道路を対象とした疲労の検討を行うための基礎的データの収集と分析が行われており、現在でも道路橋におけるコンクリート橋の疲労を検討する上で、文献²¹⁾の成果は多く引用されている。

文献²¹⁾の高速道路における疲労荷重の繰り返し回数に関する研究の主な流れを以下に示す。

①交通量調査

平日 24 時間の交通量調査を実施（各レーン別に調査）

東名大和、東名都夫良野、東名静岡、東名上石津、名神桜井、東北道岩槻、第三京葉保土ヶ谷、京葉市川の全 8 箇所について実施

②データ化

①で得られた情報を基に、既往の車両データを用いて高速道路上を走行する解析上の車両列モデルを作成。

③モーメント変動の算出

②で得られたデータを用いて、電算上で単純梁モデル（支間 10m, 20m, 50m, 100m）に載荷し、スパン中央モーメント変動を抽出。モーメント変動範囲の頻度解析にはレイン・フロー法（雨だれ法：rainflow-counting algorithm）²²⁾を使用。

④等価モーメントに換算

③で得られた各モーメント変動の大きさとその発生回数 n を集計する。これにマイナー則（線形被害則）適用して、等価モーメント変動範囲 M_{eq} を求める。さらに設計荷重 (L-20, TT-43) による最大曲げモーメント変動 M_L, M_{TT} （解析により得られた数値）を用いて等価繰り返し回数 n_L, n_{TT} を求めている。

$$M_{eq}^m \cdot n = M_L^m \cdot n_L$$

$$n_L = n \cdot (M_{eq} / M_L)^m$$

[マイナー則]

検討の対象となる材料の S-N 曲線の勾配を $-1/m$ とし、線形被害則を用いると総繰り返し数が n 回の変動応力範囲により引き起こされる疲労損傷は、変動応力範囲の m 乗平均値の一定応力範囲を n 回繰り返した場合の疲労被害に等しくなる。

$$S_{re} = [\sum P_i \cdot (S_{ri})^m]^{1/m}$$

ここに、

S_{re} : 等価応力変動範囲

S_{ri} : i 番目の応力変動範囲

P_i : S_{ri} のが発生する割合

m : S-N 曲線（両対数表示）の傾きの逆数

表 2-4-2 高速道路における支間 20m の L 荷重 50 年の換算繰り返し回数 (万回)

レーン	第1レーン			第2レーン			第3レーン		
S-N線図の勾配の逆数 m	3	4	5	3	4	5	3	4	5
東名大和	376	170	82	546	243	115	157	71	35
東名都夫良野	599	263	122	325	142	66			
東名静岡	763	332	153	186	86	42			
東名上石津	622	276	128	243	110	53			
名神桜井	511	226	106	414	201	110			
東北道岩槻	108	49	24	93	44	22	0.9	0.2	0.05
第三京葉保土ヶ谷	95	44	22	151	69	35	29	13	5
京葉市川	104	47	24	234	108	53	78	37	18

床版連結構造は、主として支間 20m 前後のプレキャスト桁を用いた橋梁の連結を想定しており、桁中央の曲げモーメントが最大の時に桁端部に最大の回転角が発生し、連結部に最も厳しい負荷が生じる構造である。一方、文献²¹⁾における、活荷重 (L 荷重) 50 年に相当する換算繰り返し回数 (橋梁スパン 20m のデータ) は、支間中央の曲げモーメント最大に着目してまとめられたものであり、今回の床版連結構造の疲労の検討に適用できると考えられる。よってここでは、文献²¹⁾の中で、最も過酷な条件である東名静岡第 1 レーンの換算繰り返し回数を採用する (表 2-4-2)。

図 2-4-6 は表 2-4-2 による S-N 曲線 (両対数表示) の傾きの逆数 m と東名静岡第 1 レーンの換算繰り返し回数の関係をプロットしたものである。今回の検討対象の鉄筋は $m=8.33$ であることから、換算繰り返し回数を補完すると、床版連結構造の検討に用いる疲労寿命は $N=10$ 万回/50 年となる。したがってここでは、この疲労寿命と、道路橋示方書における鉄筋応力度の制限値、予備検討における P1 支点上の計算結果 (表 2-4-1) に基づき、床版連結構造の鉄筋の疲労に着目した検討を行った。検討結果を以降に示す。

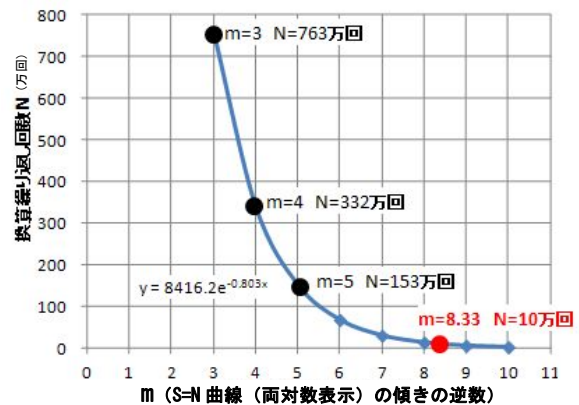


図 2-4-6 m の補完による換算繰り返し回数 N の推定 (50 年)

(4) 鉄筋疲労についての検討結果

以下に、式 4.2.1 を用いた疲労寿命 40 万回 (200 年相当) までの検討結果を示す。

- ①道路橋示方書における鉄筋応力度の制限値に着目し、永久荷重 (道路橋示方書における死荷重) による鉄筋の応力 σ_{sp} を死荷重時の制限値の最大値 (100N/mm^2) とし、想定変動応力を設計荷重時の制限値と死荷重時の制限値の差 ($140-100=40\text{N/mm}^2$) として考えた場合、想定変動応力は設計疲労強度 f_{srd} を大きく下回ることがわかった。200 年相当 (40 万回) においても設計疲労強度は想定変動応力に対して十分な安全性を有している (表 2-4-3)。

表 2-4-3 道路橋示方書における制限値に基づいた検討結果

鉄筋引張強度	=	490 N/mm^2	年	疲労寿命 N(回)	設計疲労強度 $f_{srd}(\text{N/mm}^2)$	想定変動応力 $\Delta \sigma (\text{N/mm}^2)$
σ_{sp}	=	100 N/mm^2	50	100000	198	140-100= 40
k_0	=	1.0	100	200000	182	40
k	=	0.12	150	300000	174	40
ϕ	=	22 mm	200	400000	168	40
$\gamma_s(\text{鉄筋})$	=	1.05				

②予備検討による表 2-4-1 の解析結果 (P1 支点上) に着目し、永久荷重による鉄筋の応力 σ_{sp} を死荷重時の 48.6N/mm^2 とし、想定変動応力を設計荷重時と死荷重時の鉄筋応力度の差 ($110.8-48.6=62.2\text{N/mm}^2$) として考えた場合においても、想定変動応力は設計疲労強度 f_{srd} を大きく下回ることがわかった。200 年相当 (40 万回) においても設計疲労強度は想定変動応力に対して十分な安全性を有していると考えられる (表 2-4-4)。

表 2-4-4 予備検討による計算結果に基づいた検討結果

鉄筋引張強度	=	490 N/mm^2	年	疲労寿命 N(回)	設計疲労強度 $f_{srd}(\text{N/mm}^2)$	想定変動応力 $\Delta\sigma(\text{N/mm}^2)$
σ_{sp}	=	48.6 N/mm^2	50	100000	226	$110.8-48.6=62.2$
k_0	=	1.0	100	200000	208	62.2
k	=	0.12	150	300000	198	62.2
ϕ	=	22 mm	200	400000	191	62.2
$\gamma_s(\text{鉄筋})$	=	1.05				

(5) コンクリート疲労についての検討

次に圧縮を受け持つコンクリートの疲労についても、コンクリート標準示方書式に基づき検討を行う。

$$f_{rd} = k_{lf} f_d \left(1 - \sigma_p / f_d\right) \left(1 - \frac{\log N}{K}\right) \quad \dots \text{式 4.2.2}$$

ただし、 $N \leq 2 \times 10^6$ 、ただし、これを越える場合、本式は安全側の与えらるるので

そのまま使用してもよい。

ここに、 f_d ：コンクリートのそれぞれの設計強度で、材料係数 γ_c を 1.3 として求めてよい。

ただし、 f_d は $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ に対する各設計強度を上限とする。

一般の場合、 K を 17 とする。

K_{lf} は圧縮および曲げに場合 0.85 図 2-4-7 コンクリート疲労に対する検討結果

σ_p は永続荷重におけるコンクリートの応力度

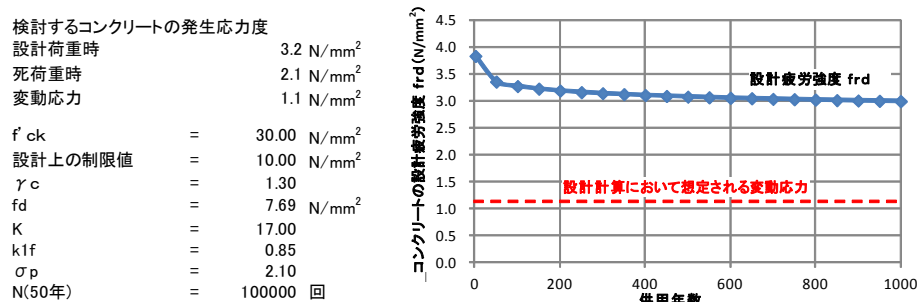


図 2-4-7 コンクリート疲労に対する検討結果

ここでは、検討に用いる L 荷重疲労寿命は鉄筋と同じ $N=10$ 万回/50 年とする。本式に表 4-2-1 の計算結果を適用すると、図 2-4-7 のような結果が得られた。コンクリート設計疲労強度が想定する変動応力を大きく上回っていることから、コンクリートの疲労に関しても安全であると考えられる。

以上により、床版連結構造の設計は道路橋示方書の制限値の範囲内であれば、L 荷重に対する疲労についての安全性が確保されることが考えられる。

2.4.3 床版連結構造の使い分け

床版連結構造の使い分けについて、ここでは0.5m間隔で検討を行う。使い分けの手順としては、最初に床版長さ1.0mと設定し、道路橋示方書におけるRC構造が成立するか検討する。不成立の場合は順に1.5m、2.0mと伸ばし、発生する断面力の低減を図る。床版長を2.0mとした場合、T荷重により床版支間中央部の曲げモーメントが大きくなり、床版厚さが中央部で200mm必要となる。このため表2-4-5に示す③のように床版を長くした効果と厚くした影響が打ち消しあい、普通コンクリートでは剛性の低減効果が小さくなると予想された。したがって床版長2.0mについては低弾性高じん性セメント系複合体を使用した④を選択することとした。床版連結構造の種類は図2-4-8のような適用を考える。以降、普通コンクリートの物性値を使用した床版連結構造の①および②をType-1、④をType-2と称す。Type-1の普通コンクリートには収縮補償レベルの膨張材と剥落防止を目的としたビニロン繊維を添加することとした。

表 2-4-5 床版連結構造の種類

	床版長さ L mm	床版厚さ t mm	断面2次モーメント (幅1mあたり) $I=1000 \cdot t^3/12$ mm ⁴	弾性係数 Ec N/mm ²	長さを考慮 した剛性 $E_c \cdot I/L^3$ N/mm	適用	検討課題
① 普通コンクリート	1000	160	341333	28000	9557	Type-1として開発	構造
② 普通コンクリート	1500	160	341333	28000	2832	同上	同上
③ 普通コンクリート	2000	200	666667	28000	2333	採用せず	――
④ 低弾性高じん性セメント系複合体	2000	200	666667	20000	1667	Type-2として開発	材料・構造

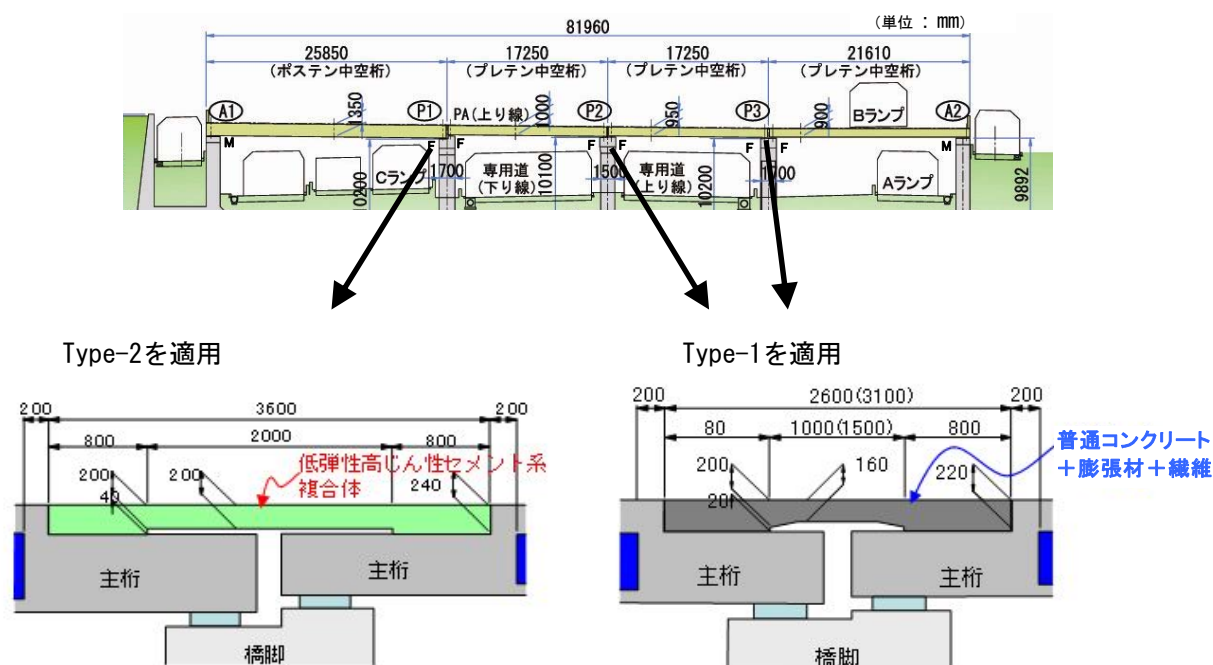


図 2-4-8 部位による床版連結構造の使い分け

2.5 低弾性高じん性セメント系複合体の開発²³⁾

2.5.1 要求性能

Type-1は、ビニロン繊維を現場で添加する普通コンクリートであり、要求される物性値は通常のコンクリートと同等であるため、ここではType-2に対しての開発を行った。図2-5-1には、各種セメント硬化体の圧縮強度と弾性係数の関係を示す²⁴⁾。本図が示すとおり、圧縮強度および弾性係数の設計値は、それぞれ30N/mm²、20kN/mm²であり、普通コンクリートで双方を満足するのは極めて困難である。この相反する要求品質を満足させる方法としては、モルタル・ペーストのように骨材量を減じる、軽量骨材を使用する、双方を組み合わせる等がある。今回の設計では、弾性係数はなるべく低いほうが有利となるため、設計値20kN/mm²を開発目標とした。また、低弾性高じん性セメント系複合体をRC部材に使用するため、普通コンクリートと同等の耐久性を有するものとし、水結合材比の最大値は、NEXCOコンクリート施工管理要領²⁵⁾を参考として50%以下を目安とした。図2-5-1に示すとおり、普通モルタルや軽量1種コンクリートは、それぞれの設計値を満足する可能性があるが、実際の製造の変動を考慮して強度割増しを行うため、弾性係数をさらに低くする必要がある。

また、開発材料は断面力が大きい床版部分で使用するため、ひび割れの集中や進展による部材の使用性、安全性および耐久性の低下に配慮する必要がある。すなわち、弾性係数の低減を追求しすぎて、部材の脆性的な破壊を招くものであってはならない。さらに、連結床版と主桁の剛結により、後打ちを行った連結床版部分は外部拘束によるひび割れを発生する可能性もある。開発材料は、じん性とひび割れ分散性に優れたもので、その体積変化が通常のコンクリートと大きく異ならないものとした。材料特性、対象構造物の配筋や施工の条件を総合的に検討した結果、開発する材料には自己充てん性が必要であると判断された。また、一般の新設橋梁建設の場合、一回当たりの打設数量が多くなるため、通常のコンクリートの製造・施工設備を利用できるものとした。低弾性高じん性セメント系複合体への主な要求性能を、表2-5-1に示す。

2.5.2 使用材料および配合

前述の様々な要求性能を満足するように材料開発を進めた結果、低弾性高じん性セメント系複合体は、複数微

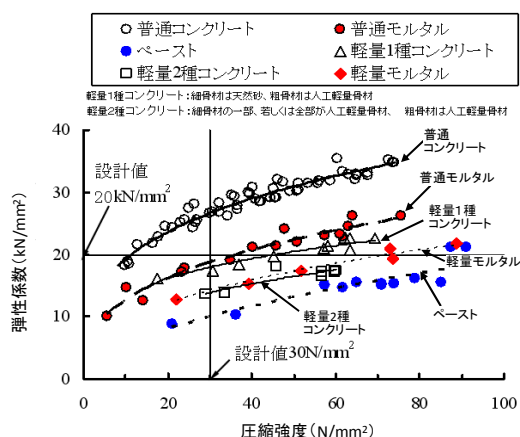


図 2-5-1 各種セメント硬化体の圧縮強度と弾性係数の関係²⁴⁾

表 2-5-1 Type-2 に適用する材料への要求性能

項目	要求性能
圧縮強度	設計基準強度30N/mm ² 以上を満足すること 管理材例28日
弾性係数	設計値20kN/mm ² 以下を満足すること
耐久性 (ひび割れ分散性・じん性)	ひび割れの集中・進展による部材の耐久性低下を考慮し、じん性、ひび割れの分散性に優れていること
体積変化(収縮、熱膨張係数)	通常のコンクリートと同程度であること
製造	生コン工場の設備を使用して製造でき、かつ所定の品質がえられること
運搬	アジテータ車により運搬可能で、運搬後にも所定の品質が確保できること
打込み	流動性が高く、自己充てん性を有していること (他の要求性能を満足させると振動締固めが困難になったため)



写真 2-5-1 特殊粉体(左)と短繊維(右)

細ひび割れ型繊維補強複合材料 (HPFRCC)²⁶⁾ の一種に相当するものとなった。表2-5-2は、低弾性高じん性セメント系複合体の配合である。写真2-5-1は、使用材料である特殊粉体と短繊維を撮影したものである。低弾性高じん性セメント系複合体は、これらの2材料に水を加えて練り混ぜることのできる。

要求性能を満足するためには、セメント、骨材以外に、様々な混和材料を使用する必要があった。しかし、レディーミクストコンクリート工場(以下、生コン工場)において様々な材料を個別に貯蔵および計量し、練混ぜを行うのはきわめて煩雑であり、新たな設備が必要な場合もある。そこで、ここでは必要となる材料をすべて粉体とし、また事前に混合・存置しても品質変化に問題がないことを確認したうえでプレミックス状態(特殊粉体)にした。これにより、通常の生コン工場であっても、空きセメントサイロを確保するだけで製造できる。特殊粉体は、ポルトランドセメント、石灰石微粉末、膨張材を主成分とし、粉末減水剤、粉末収縮低減剤、天然砂等を混合したもの、短繊維はビニロン繊維(長さ12mm、直径:0.04mm)である。

2.5.3 自己充填性および流動性

低弾性高じん性セメント系複合体には、高流動コンクリートの自己充填性ランク1(最も厳しい施工時要件を対象)²⁷⁾ に相当する自己充填性を付与した。自己充填性は、充填高さ(JSCE-F511に準拠)が300mm以上となることによって判定した。ただし、事前に模擬試験体を用いた施工性能試験を実施し、コアおよび切断により充填性を確認したうえで、その妥当性を検証した。対象工事では、アジテータ車に積載する2バッチ分の製造、生コン工場から現場までの運搬、品質管理試験等の時間を足し合わせると、1バッチ目の注水から打込み開始まで45~60分必要とする。このため、図2-5-2に示すとおり、低弾性高じん性セメント系複合体のスランプフロー(JIS A 1150 に準拠、写真2-5-2は試験後の状態)と充填高さの経時変化を確認した。図中には、全試験値を用いて、それぞれの値と時間を直線回帰した結果を示した。また、図2-5-3は、それら

表 2-5-2 低弾性高じん性セメント系複合体の配合

水結合材比 (%)	砂結合材比 (%)	空気量 (%)	短繊維混入率 (%)	単位量(kg/m ³)		
				水	特殊粉体	短繊維
48.4	44.8	3.0	2.0	361	1643	25.6



写真 2-5-2 スランプフロー試験後の状態

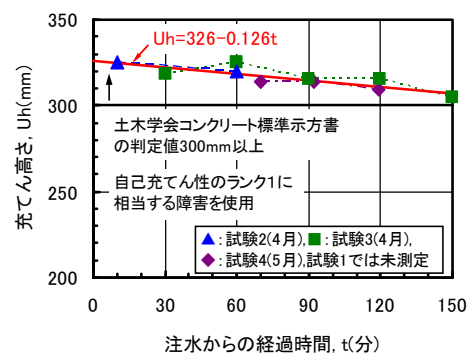
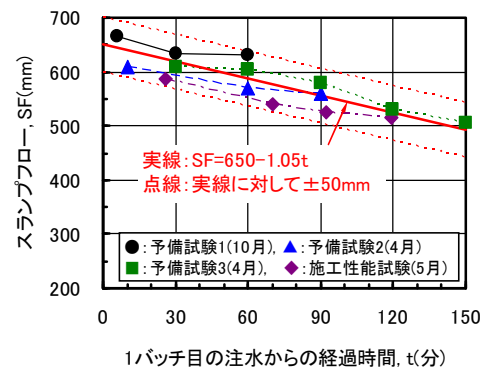


図 2-5-2 スランプフローおよび充填高さの経時変化

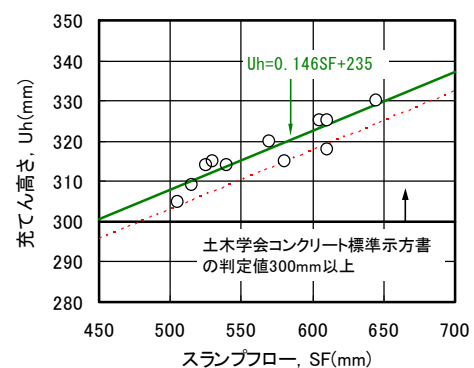


図 2-5-3 スランプフローと充填高さの関係

の試験値を用いて、スランプフローと充てん高さの関係を調べたものである。図中には両値を直線回帰した結果を示した。

スランプフローは、練り上がり直後には650mm前後であるが、注水から120分後には500mm程度に低下する。充てん高さも時間とともに低下する傾向があるが、150分程度までは300mm以上を確保できる。ただし、図中に示す時期に比べて、外気温が高い時期に製造する場合等には、所定の充てん高さが確保できる時間を事前に確認し、施工計画の立案と品質管理の実施を行う必要がある、図2-5-3に示すとおり、両値を直線回帰した場合、スランプアローが450mm程度まで低下すると、充てん高さが300mm以下になる可能性がある、試験値のばらつきを考慮すれば、スランプフローは500mm以上を確保するのがよいと判断される。施工対象が床版であるため、打込み間隔を小さくすれば、低弾性高じん性セメント系複合体には必ずしも高い流動性は必要ない。しかし、高流動コンクリートと同様に自己充てん性を確保するうえで、流動性(スランプフロー)はある程度高くないといけない。そこで、スランプフローは出荷時に600～700mmの範囲とし、打込み時に500mm以上となるように設定した。

2.5.4 圧縮強度および弾性係数

短繊維補強コンクリート(Type-1)と低弾性高じん性セメント系複合体(Type-2)の圧縮強度(JIS A 1108 による)および弾性係数(JIS A 1149 による)の設計値と試験値を、表2-5-3に示す。試験値は、標準水中養生を行った材齢7日、28日および91日の値である。

低弾性高じん性セメント系複合体の圧縮強度は、通常のコンクリートと同様に、標準水中養生を行った材齢28日の試験値に対して変動係数10%程度を見込んだため、材齢28日の圧縮強度は、設計基準推度よりも若干高い。低弾性高じん性セメント系複合体の材齢の経過に伴う強度発現性には、短繊維補強コンクリートとの差異は認められない。

低弾性高じん性セメント系複合体は、通常のコンクリートと同様に圧縮強度を満足しつつ、弾性係数を設計値20kN/mm²以下に下げ必要がある。また、弾性係数は、構造設計上の要求によりなるべく低いほうが望ましいこと、材齢の経過に伴って弾性係数が増加する傾向があること等にも考慮する必要がある。このため、低弾性高じん性セメント系複合体は、弾性係数の長期的な増進を抑制するための材料を選定したうえで、標準水中養生を行った材齢91日の試験値が設計値である20kN/mm²、管理材齢28日の試験値が18 kN/mm²以下となるように配合設計を行った。表2-5-2に示すとおり、低弾性高じん性セメント系複合体の弾性係数は、短繊維補強コンクリートに対して、設計値で0.71

表 2-5-3 圧縮強度および弾性係数の試験結果

材料の種類	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)		弾性係数 (kN/mm ²)	
		設計値	試験値	設計値	試験値
短繊維補強 コンクリート (Type1)	7		24.6		28.3
	28		34.7	28	31.3
	91		41.3		33.6
低弾性高じん性 セメント系複合体 (Type2)	7		27.6		15.2
	28		36.7	20	17.9
	91		45.0		20.1

標準水中養生を行った供試体の試験値、管理材齢は28日

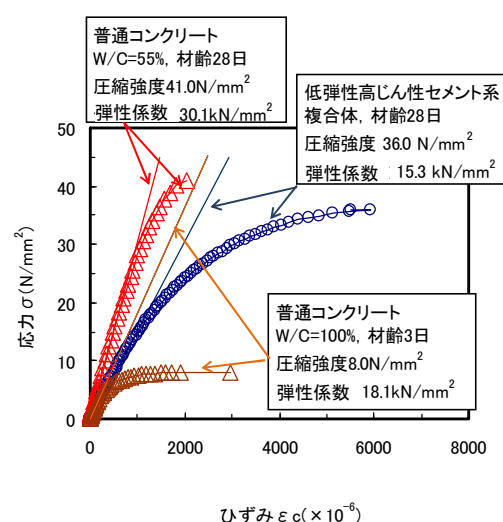


図 2-5-4 圧縮強度試験における応力-ひずみ曲線

倍(=20/28), 試験値(材齢28日)では0.57倍(=17.9/31.3)となった。なお, 弾性係数は, その後の開発において, 表中の値よりも低くなるように配合修正を行った(たとえば, 図2-5-4中の試験値)。図2-5-4は, 低弾性高じん性セメント系複合体の圧縮強度試験における応力-ひずみ曲線を示したものである。比較として, 圧縮強度または弾性係数が同程度の普通コンクリートの試験結果を示した。低弾性高じん性セメント系複合体の弾性係数は, 最大荷重の1/3に相当する応力をもとに求めた割線弾性係数であり, 原点から1/3点までの応力-ひずみの関係には普通コンクリートとの明確な違いは認められない。しかし, 低弾性高じん性セメント系複合体の1/3点以降の応力増加に伴うひずみの増分は, 普通コンクリートよりも相当に大きく, 破壊時のひずみは 6000×10^{-6} に達している。低弾性高じん性セメント系複合体は, 破壊に至るまでに大変形を伴う材料であり, (接線)弾性係数は普通コンクリートよりも低い応力状態から大幅に低下する。

2.5.5 じん性およびひび割れ分散性

低弾性高じん性セメント系複合体は, 写真2-5-3に示すように, これを用いた薄板(厚さ10mm)に対して曲げ载荷を行うと, 版底面に微細なひび割れを多数発生しながら, 大きな変形を示す材料である。

図2-5-5は, 低弾性高じん性セメント系複合体の曲げ強度試験(JSEC F553, $100 \times 100 \times 400$ mmの角柱供試体を使用)における荷重-たわみ曲線を示している。材齢は28日である。図中には, 参考として, 水セメント比50%のコンクリートに対して, 通常のコンクリート用ビニロン繊維(長さ30mm)の短繊維混入率を0~1.5%の範囲で変化させたコンクリートの結果²⁸⁾を示した。また, 写真2-5-4は, 曲げ強度試験で底面に発生したひび割れの状態である。

短繊維を含まない普通コンクリートは, ひび割れ発生荷重に達すると, 曲げ破壊が急激に進行する。一方, ビニロン繊維を混入した短繊維補強コンクリートは, 曲げひび割れが生じた時点で一度荷重が急降下し, たわみが増大するが, その後はビニロン繊維の補強効果

で粘りを見せて大きく変形する。短繊維混入率が高いほど, 曲げひび割れが発生した後の荷重の低下量は小さく, その後のたわみの増加に伴って荷重が増加する傾向がある。

ビニロン繊維は, 引張強度がコンクリートに比べて相当に高いが, 弾性係数はコンクリートと同程度である。また, ビニロン繊維のセメントマトリックスとの一体性は, 親水性による繊維表面の付着に依存し, 表面の凹凸による機械的な付着に依存する繊維とは異なる。このため, ビニロン繊維の弾性係数が低いことと多少の抜けを生じることによって直ちにビニロン繊維が荷重を負担することができず, その後, ビニロン繊維が伸長しながら耐力を回復して再び荷重が増加する現象を生じる。一方, 低弾性高じん性セメント系複合体は, 短繊維補強コンクリートと同じようにビニロン繊維を使用しているが, 微細な短繊維を多量に使用していること, セメントマトリ

写真 2-5-3 低弾性高じん性セメント系複合体を用いた薄板曲げ変形

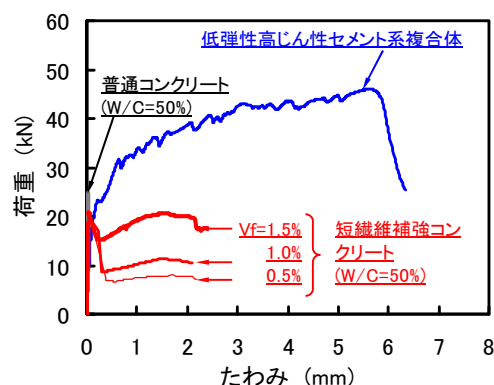


図 2-5-5 荷重-たわみ曲線

写真 2-5-4 曲げ供試体下面に発生した
微細なひび割れ

短繊維補強コンクリート
W/C=50%, 図中のWは
単位水量(kg/m³)

低弾性高じん
性セメント系複
合体

曲げじん性係数(N/mm²)

W=174 W=175 W=184 W=185 W=193 W=175

短繊維混入率, Vf(%)

曲げじん性係数は、たわみ2mmまでの荷重-
たわみ曲線の面積より算出

図 2-5-6 短繊維の混入率と
曲げじん性係数の関係

2.5.6 体積変化

Figure 10 is a line graph titled "乾燥期間 (日)" (Drying Time (Days)) on the x-axis and "乾燥収縮ひずみ (×10⁻⁴)" (Drying Shrinkage Strain (×10⁻⁴)) on the y-axis. The x-axis ranges from 0 to 400 days, and the y-axis ranges from -200 to -2000. The graph shows the shrinkage of four types of concrete over time. A text box in the upper right corner states: "コンクリート標準示方書の子測式, Ⅱ=175kg/m³の普通コンクリートの場合" (Concrete Standard Specification's shrinkage test method, for ordinary concrete with a density of 175 kg/m³). The legend at the bottom identifies the four types: Type 1 (black circles), Type 2 (red triangles), Type 2A (green squares), and Type 2B (blue diamonds). Type 2A shows the most significant shrinkage, reaching approximately -1900 × 10⁻⁴ at 350 days. Type 1 shows the least shrinkage, reaching approximately -600 × 10⁻⁴ at 350 days. Type 2 and Type 2B show intermediate shrinkage, reaching approximately -1100 × 10⁻⁴ and -850 × 10⁻⁴ respectively at 350 days.

乾燥期間 (日)	コンクリート (Type1)	市販品 (Type2)	開発品A (Type2A)	開発品B (Type2B) (採用品)
0	-100	-100	-100	-100
25	-200	-300	-500	-250
50	-300	-500	-1000	-400
75	-350	-700	-1300	-500
100	-400	-800	-1450	-600
150	-500	-950	-1700	-750
200	-550	-1050	-1750	-800
250	-550	-1050	-1800	-800
300	-600	-1100	-1850	-850
350	-600	-1100	-1900	-850

図 2-5-7 乾燥収縮試験の結果

Type-2の市販品は、複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料に分類される市販の材料³⁰⁾を入手し、製造したものである。結合材には普通ポルトランドセメントとフライアッシュを、短繊維にはビニロン繊維（繊維径0.04mm、繊維長12mm）を使用している。単位水量は350kg/m³、水結合材比は42.2%、砂結合材比は70%、ならびに短繊維混入率は2.0 Vol.%である。ただし、粉

体材料と短繊維をプレミックス材料とした荷姿になっているので、詳細な材料の構成および配合は定かではない。このほか、使用する液体材料として、液体混和剤A（高性能AE減水剤）、液体混和剤B（収縮低減剤）および液体混和剤C（AE剤）があり、それらを所定の比率で混合した。なお、この比率を参考に試し練りを実施した結果、空気量が所定よりもかなり多くなるため、液体混和剤Cは使用しなかった。

開発品A、開発品Bは、いずれも対象とする連結床版の要求性能を満足するように、配合設計を行った低弾性高じん性セメント系複合体であるが、両者は開発コンセプトが多少異なる。

開発品Aは、基本的には、市販の材料で製造可能なモルタルであることを条件とした。まず、工程短縮、弾性係数の増進を抑制するため、結合材には早強ポルトランドセメントを使用した。また、弾性係数の増進に寄与しない石灰石微粉末を併用した。石灰石微粉末の使用には、単位セメント量の増加を抑制し、モルタルの粘性、水和熱および自己収縮の低減にも寄与している。要求性能である低弾性を追及し、使用する骨材は細骨材のみとし、かつ粒度調整をした人工軽量骨材を使用した。短繊維には、前述の市販品と同様の微細なビニロン繊維を使用することも可能であるが、モルタルの力学的性能を比較する目的で、Type-1 コンクリートに使用したものよりも若干短いビニロン繊維（繊維径0.2mm、繊維長18mm）を使用した。その一方で、前述のように人工軽量骨材を使用したモルタルであるため、脆性的な破壊が懸念されることから、短繊維混入率は、所定のワーカビリティが確保できる範囲でモルタルに混入が可能であった3.0Vol.%まで高めた。その他、市販の膨張材（標準使用量の2倍：40 kg/m³）、収縮低減剤（標準使用量の2倍：12 kg/m³）、粘性を調整するための増粘剤、空気量を調整するためのAE剤を使用した。単位水量は350kg/m³、水結合材比は52.2%、砂モルタル比は0.32である。ただし、開発品Aは、開発途中段階のもので、ここで比較する収縮特性等は必ずしも十分に確認されていないものであった。

開発品Bは床版連結構造用に開発した完成品である。開発品Aとは異なり、市販品と同様に複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料に類するものである。ただし、市販品はフライアッシュの使用により弾性係数の増進を生じるので、開発品Aのコンセプトに基づき、石灰石微粉末を使用した。セメントに関しては、開発品Aでは早強ポルトランドセメントを使用したか、単位セメント量が多いため、対象連結床版の部材厚200mmであっても部材内部が相当に高温になること、並びに自己収縮が大きくなること等を考慮し、普通ポルトランドセメントを使用することとした。図中には、コンクリート標準示方書に示された収縮ひずみの予測式³¹⁾で求めた値(単位水量には175kg/m³を代入)を曲線で示した。これ以降、収縮を正として大小関係を表現する。開発品Aの乾燥収縮ひずみは、乾燥期間28日で1000×10⁻⁶程度に、1年後には2000×10⁻⁶弱にまで達している。この種の方法は単位水量および単位粉体量が多いため、十分に低減対策を講じないと乾燥収縮ひずみ自己(収縮ひずみを含む)が相当に大きくなる可能性がある。開発品Aの乾燥収縮ひずみは、Type-1コンクリートや示方書の予測式と比べるとやや大きい。しかし、通常のコンクリートの乾燥収縮ひずみに関しても、

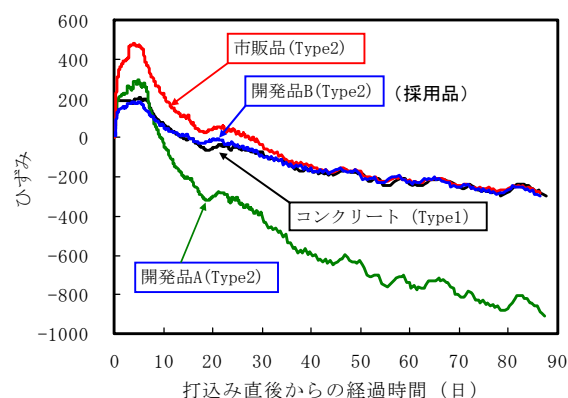


図 2-5-8 打ち込み直後からのひずみの変化

骨材等の諸条件によって相当に異なることが確認されており²⁹⁾，開発品Aの結果は通常のコンクリートと遜色のないものと言える．また，開発品Bの乾燥収縮ひずみは，開発品Aに比べて 1000×10^{-6} 程度の低減が実現されており，市販品と比べても小さいことがわかる．図2-5-8は， $100 \times 100 \times 400\text{mm}$ 型枠内に埋込みひずみ計を設置し，打込み直後から内部ひずみを計測した結果である．角柱供試体は，後述の構造性能試験の試験体の製作時に採取し，同一の養生（構造実験棟内で夏期施工・湿度調整なし，7日目まで湿潤養生を行い，その後，室内に存置）を行ったものである．図2-5-8に示すとおり，開発品BとType-1コンクリートの打込み直後から約90日までのひずみ変化には明確な差異が認められない．市販品は，膨張材を多量に使用しているようで，初期膨張ひずみが他と比べてかなり大きい．その後，ひずみは自己・乾燥収縮の進行に伴い，約40日で開発品BおよびType-1コンクリートのひずみに達している．開発品Aも膨張材を多く使用し，初期膨張を若干高めている．その後の乾燥収縮が大きく，約90日には他の材料と比べて 600×10^{-6} 程度のひずみ差を生じた．なお，低弾性高じん性セメント系複合体の熱膨張係数(JSCE K561による)を測定した結果，熱膨張係数 $9.5 \sim 9.7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ であり，コンクリートの設計で用いる標準値($10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)とほぼ一致した．

2.5.7 考察

低弾性高じん性セメント系複合体を開発するにあたり，粗骨材を除外することで，弾性係数の低減は実現できたが，結合材を含む粉体が多くなり，収縮ひずみが非常に大きくなる結果となった．これに対処するには，膨張材，収縮低減剤の使用が有効であるが，これらは使用する材料の組み合わせの相性により，モルタル性状が大きく左右されることから，市販の材料のみで全ての要求性能を満足させるのは極めて困難であった．使用する材料間の相性に関するデータの集積が重要となる．また，粗骨材を除外することで，せん断に対して脆性的になることが懸念されるが，既往の研究により，ビニロン短繊維の使用により，曲げじん性とともせん断じん性も向上することが報告されており³²⁾，粗骨材を使用した通常コンクリートと同等以上のせん断じん性を有していると考えられる．

2.5.8 まとめ

床版連結構造をRC床版部材と実用化するにあたって，通常のコンクリートの物性では設計困難な部位への対応策として，低弾性高じん性セメント系複合体の開発を行った．本材料には，“圧縮強度を確保しながら弾性係数を低く抑える”という相反する条件が求められた．今回のType-2で求められる弾性係数の場合，過去のデータ（図2-5-1）からモルタルでも達成が厳しく，ペーストに近いモルタルとなる．粗骨材を用いない場合，単位セメント量が多くなり，乾燥収縮が大きくなることが予想された．また，床版という過酷な使用条件となる部位に使用するため，脆性的にならぬよう高いじん性が求められた．ECC等を参考に開発を行った結果，ポルトランドセメント，石灰石微粉末，膨張材を主成分とし，粉末減水剤，粉末収縮低減剤，天然砂等を混合した特殊粉体と短繊維はビニロン繊維（長さ12mm，直径 0.04mm ， $V_f=2\%$ ）の組み合わせにより，設計上および施工上に必要な要求性能を満足する材料を開発することができた．本材料は，ランク1と言う高い自己充填性，曲げじん性係数 9.5N/mm^2 ，コンクリートとほぼ同等の収縮特性を有しており，高い施工性能とじん性に富んだ材料であると評価できる．

2.6 連結部構造試験

本研究における床版連結構造は、通常のコンクリート材料を用いた Type-1 と、通常のコンクリートと同等の強度を有しながらも弾性係数を低く抑えた低弾性高じん性セメント系複合体による Type-2 の 2 種類を提案している。

本床版連結構造の床版部は、鉄筋により補強された RC 構造であるが、部材厚の薄い床版部分と左右の主桁とは大きな剛性差があり、このような床版部材による桁の連結構造の事例は他に類をみない。また、Type-2 では使用する低弾性高じん性セメント系複合体は、低弾性化で懸念される脆性化の防止を目的とした短繊維による曲げじん性の向上と、繊維補強コンクリートによるひび割れの分散性の向上を期待している。本試験では、実用化に向けて、提案する床版連結構造が設計で期待している構造的性能を有していることを確認することとした。具体的には床版部材本体と結合部について、想定される最大設計断面力に対して挙動を実物大の供試体を通して把握する。

2.6.1 試験の概要

本試験においては、Type-1、Type-2 それぞれに対して、実橋を模した実物大の切り出しモデル供試体を製作し、載荷試験を行うことで最大の負荷が予想される図 2-6-1 の項目について挙動を把握する。

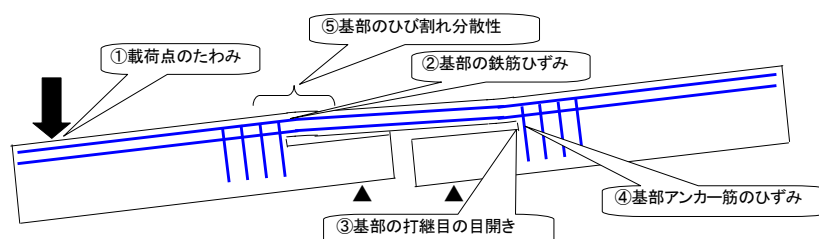


図 2-6-1 載荷試験における着目点

(1) 供試体

床版連結構造の中間支点構造を切り出した供試体によって、設計で想定する死荷重時および設計荷重時相当の荷重載荷を行い各部の状態把握を行った。

供試体の橋軸方向構造は、実構造物の連結部構造と同一の寸法および補強内容としており、中間支点前後 5～6m の範囲を切り出した構造としている。

直角方向については、幅広の場合には均等な荷重載荷が困難となるため、連結床版の主鉄筋の基本配置間隔の 125mm を勘案して、主鉄筋 5 本配置相当の 625mm 幅とした。図 2-6-2 に Type-1 の供試体、図 2-6-3 に Type-2 の供試体の形状を示す。

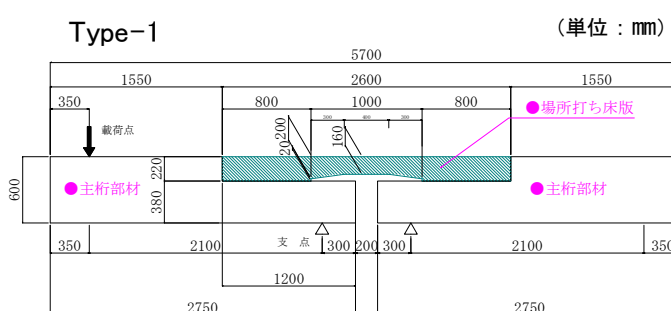


図 2-6-2 Type-1 供試体構造

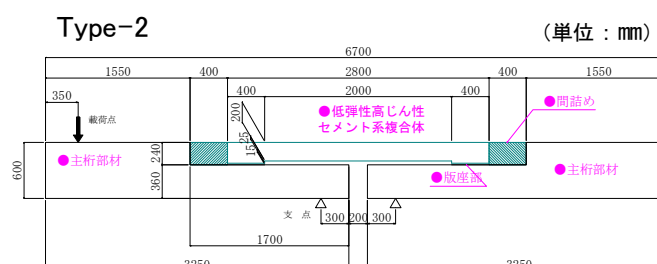


図 2-6-3 Type-2 供試体構造

(2) 荷重の載荷方法

図 2-6-4 は載荷方法と変形を示している。荷重の載荷は供試体の一方の端部のみに荷重をかける片側載荷を採用した。これは次のような理由による。床版連結構造においても主桁+床版は基本的に 1 本の梁として挙動するために、左右対称の載荷の場合には、床版部材は梁断面縁近傍の引張領域（または圧縮領域）に存在することになる。結果として床版には軸力が卓越した応力状態となり、接合部に大きな負荷はかからない。本構造における実際の床版部材および接合部の両方が厳しい状態は、図 2-6-4（下）に示す非対称荷重による曲げモーメントが卓越した状況である。よって試験においても曲げによる影響が大きくなるように、片側にのみ荷重を載荷する方法を採用した。

(3) 試験手順と状態

片側載荷を行うため試験開始初期の状態は下記のような内容となる。

●STEP-1（載荷前）：

供試体の両端部を仮支持しており基本的に無応力状態。

荷重載荷側は載荷装置により上方より吊下げ、もう一方は下方より支持する。

●STEP-2（自重支持分の載荷）：

載荷点で仮支持している主桁自重分の荷重載荷（初期の仮支持の反力を減少させ、載荷装置の力がゼロになったところで主桁重量が載荷されたことになる）。

この主桁自重載荷まで供試体挙動は僅かである。

●STEP-3（端部荷重の載荷）

STEP-2 が終了以降、載荷装置にて載荷点に集中荷重を載荷。

変形の進行によって反対側の支持点は浮き上がる。

なお計測される載荷荷重は、STEP-1 の初期時点を荷重ゼロとして扱い、（自重支持分）+（その後の載荷力）の合計を荷重として連続的に表わしている。

設計では線形平面骨組解析で得られた断面力によって、部材断面の照査（RC 断面計算による）を行っている。同様に、供試体構造についての線形平面骨組解析を用いた解析と RC 断面計算を実施し、設計荷重状態（死荷重時および設計荷重時）を再現するための試験載荷荷重を設定した。

①供試体モデルの平面骨組解析により、載荷荷重と床版に作用する断面力を把握する。

↓

②発生断面力に対し、床版部材の RC 断面計算によって発生する鉄筋応力 σ_s を把握する。

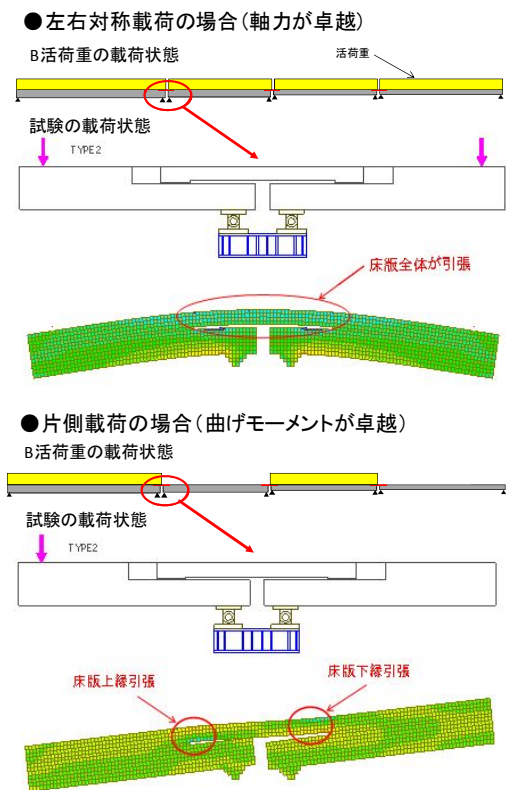


図 2-6-4 載荷方法の比較



- ③死荷重時 $\sigma_s = 100 \text{ N/mm}^2$ ，設計荷重時 $\sigma_s = 140 \text{ N/mm}^2$ の応力が生じる結果となる荷重を，それぞれの荷重状態を再現する試験載荷荷重とする。

(5) 試験供試体

a) Type-1 供試体

製作方法

連結床版は実際と同じように主桁部材上での場所打ち製作である。

- ①左右の主桁部材を個別に製作する。
 - ②主桁部材を載荷試験の所定位置へ配置する。
 - ③配置された主桁間において，連結床版を場所打ちで製作する。
- ※供試体は移動させずに，製作したその場において載荷試験を行う。

図 2-6-5 に，供試体の構造図，補強配筋図を示す。なお，鉄筋加工図において，(EP)と指示があるものはエポキシ樹脂塗装鉄筋である。

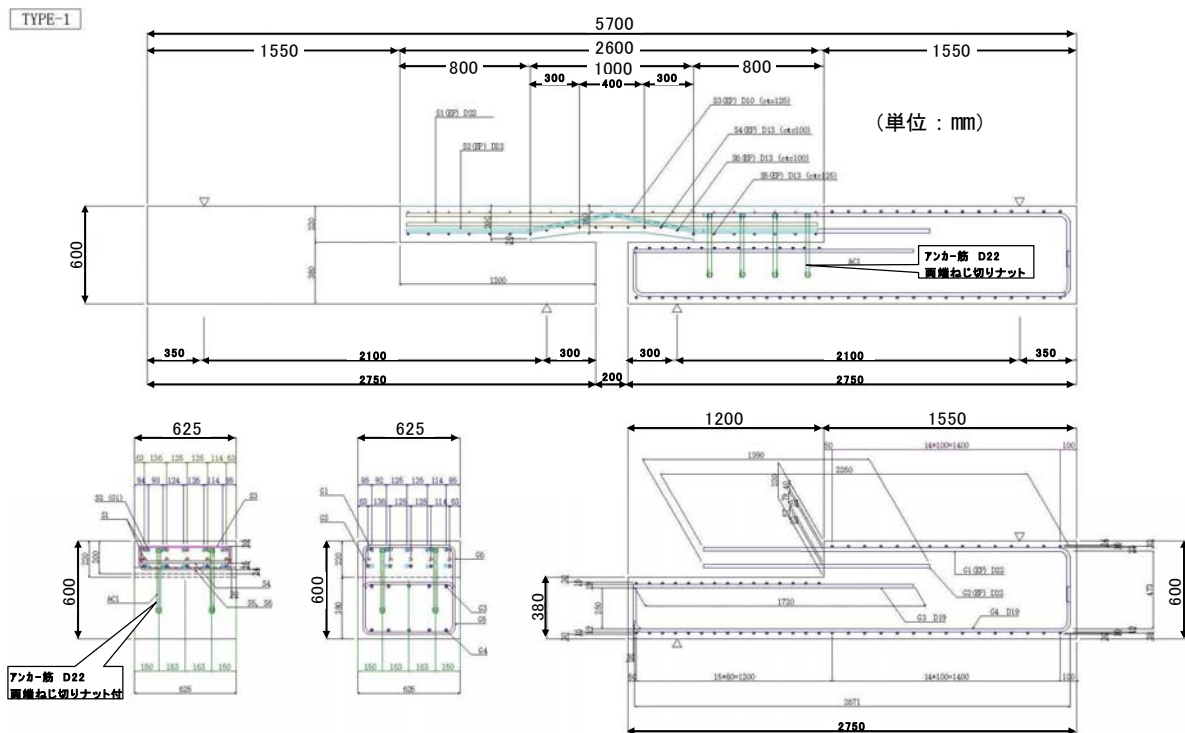


図 2-6-5 Type-1 供試体詳細図

b) Type-2 供試体

製作方法

Type-2 の連結床版部は，実施工において低弾性高じん性セメント系複合体が現地の生コン工場での製造が困難な場合があるうと考え，プレキャスト部材でも対応可能な部材として考えており，試験供試体においても同様の扱いとして製作を行った。

- ①左右の主桁部材を個別に製作する。
- ②連結床版部材を独立に製作する。製作にあたっては，試験時のひび割れ観察を容易とするために，上下逆さにした状態で製作する。

③主桁部材を載荷試験の所定位置へ配置する。

③配置された主桁間に、プレキャスト製床版部材を配置する。

④床版下面と主桁間および床版接続アンカー孔抜きに無収縮モルタルを打設する。

⑤プレキャスト版と主桁の間詰め部に、場所打ちコンクリートを打設する。

※供試体は移動させずに、製作したその場において載荷試験を行う。 図 2-6-6 に、供試体の構造図、補強配筋図を示す。なお、鉄筋加工図において、(EP)と指示があるものはエポキシ樹脂塗装鉄筋である。

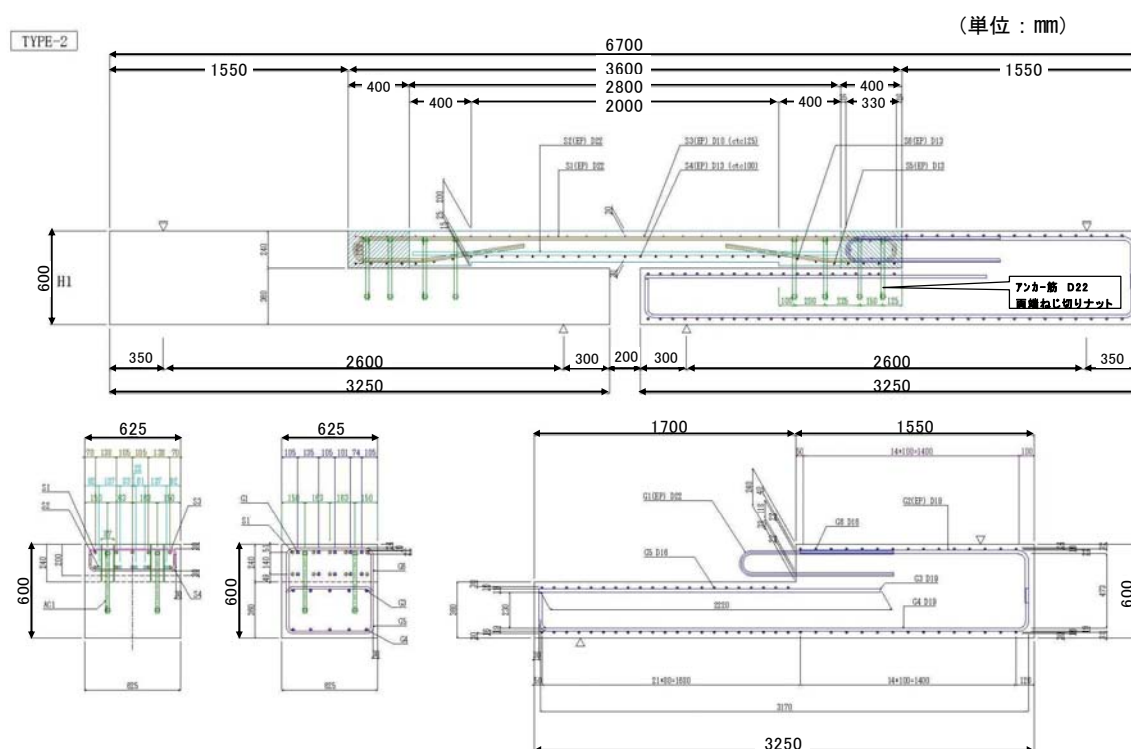


図 2-6-6 Type-2 供試体詳細図

(6) 使用材料

表 2-6-1 に使用材料の一覧を示す。コンクリート材料については、実構造で計画されているものと同じ設計基準強度（圧縮強度）と同じ補強繊維とするが、セメント・骨材などの構成材料については研究所で入手可能なものを使用した配合となる。なお、Type-2 のみ、詳細設計からの要求として、弾性係数 $E_c \leq 20 \text{ kN/mm}^2$ 以下であることが求められており、これを満足させる。

用材料の圧縮強度および弾性係数を表 2-6-2 に示す。コンクリート材料に対する詳細設計からの要求としては、Type-1 は一般的なコンクリート部材で十分なものとして圧縮強度のみが設定されている。一方で Type-2 については、強度と同時に、弾性係数に対する上側制限が設けられた。

補強繊維については、Type-1 では剥落防止などで使用される繊維種類と混入量で十分とした。Type-2 については、低弾性と長い床版支間という材料・構造の観点から、高じん性化とともに、RC 部材として発生するひび割れの分散化とひび割れ幅抑制の効果を期待するものとした。

表 2-6-1 使用材料一覧表

		連結構造 TYPE	部 位	使用材料	圧縮強度 材 質	備 考
コン ク リ ー ト 材 料	連結床版部材	TYPE-1	場所打ち床版	収縮低減・繊維補強コンクリート	30N/mm2	圧縮強度、補強繊維についてのみ実構造と同じとする。セメント、骨材などは研究所材料とする。
		TYPE-2	プレキャスト床版	収縮低減・繊維補強モルタル	30N/mm2	実構造と同じ材料を使用。
			間詰め部	収縮低減・繊維補強コンクリート	50N/mm2	圧縮強度、補強繊維についてのみ実構造と同じとする。セメント、骨材などは研究所材料とする。
			版座、アンカー孔抜き	無収縮モルタル	> 30N/mm2	床版部材と同等以上の圧縮強度を確保。
	主 桁 部 材	TYPE-1	主桁	コンクリート	> 50N/mm2	実構造主桁と同等レベル かつ載荷実験に耐えうる強度を確保する。
		TYPE-2				
補 強 鉄 筋	連結床版部材	TYPE-1	場所打ち床版	エポキシ樹脂塗装鉄筋	SD345	実構造と同じ材質、仕様とする。
		TYPE-2	プレキャスト床版、他	エポキシ樹脂塗装鉄筋	SD345	
	主 桁 部 材	TYPE-1	主桁	普通鉄筋 ※但し連結床版に入る部分はエボ筋	SD345	
		TYPE-2				

設計からの要求

- ・ Type-1：設計基準強度 30N/mm²（普通コンクリート）
- ・ Type-2：設計基準強度 30N/mm²，弾性係数 20kN/mm² 以下（低弾性高じん性セメント系複合体）

補強繊維

- ・ Type-1：ビニロン短繊維 0.35vol%
（クラテック RF4000×30mm：クラレ）
- ・ Type-2：ビニロン短繊維 2.00vol%
（高機能性有機短繊維 12mm：住友大阪セメント）

鉄筋

- ・ SD345 弾性係数 200kN/mm²，降伏点強度 345 N/mm² 以上，引張強度 490 N/mm² 以上

表 2-6-2 使用材料の圧縮強度および弾性係数

	養生	圧縮強度 (N/mm ²)	見掛け密度 (g/cm ³)	静弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
Type1 床版部材	現場封緘	27.4	2.21	25.6	0.179
Type1 主桁部材	現場封緘	63.1	2.33	32.0	0.212
Type2 床版部材	現場封緘	30.9	1.99	16.3	0.208
Type2 主桁部材	現場封緘	65.8	2.38	35.1	0.214
Type2 間詰め部	現場封緘	49.9	2.31	33.0	0.204
Type2 無収縮モルタル	現場封緘	62.1	2.18	—	—

表 2-6-3 Type-2 床版の曲げ試験結果

	養生	割裂引張強度 (N/mm ²)	曲げ試験				
			曲げ強度 (N/mm ²)	ひび割れ発生強度 (N/mm ²)	曲げじん性係数 (N/mm ²)	引張終局ひずみ	引張強度 (N/mm ²)
Type2 床版部材	現場封緘	2.1	11.8	3.8	9.3	0.019430	3.9

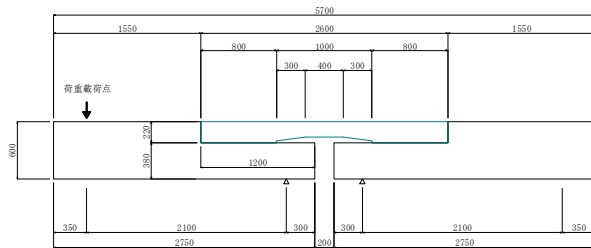
コンクリート材料の載荷試験時の材料試験結果を示す。試験値では Type-1 床版部材の圧縮強度と弾性係数が 10%程度低いものであったが、試験結果に影響は少ないものとして載荷を実施した。

なお Type-2 床版部材に対しては、JCI-S-003-2007 による曲げ試験（繊維補強セメント複合材料の曲げ曲率曲線試験方法）を同時に実施した（表 2-6-3）。

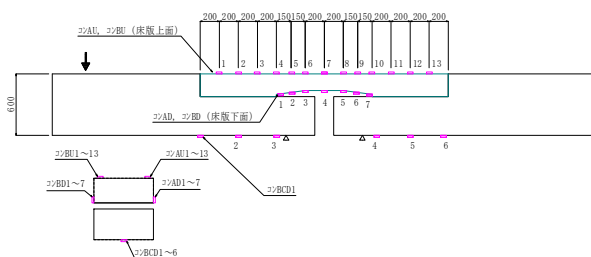
(7) 計測配置

a) Type-1 供試体

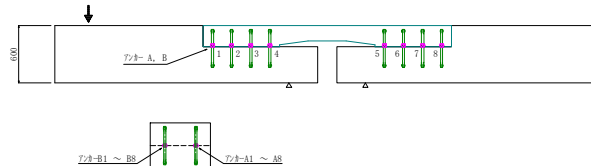
●構造寸法図



●コンクリート表面ゲージ

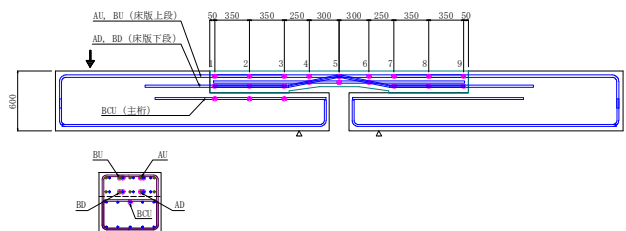


●アンカーひずみゲージ

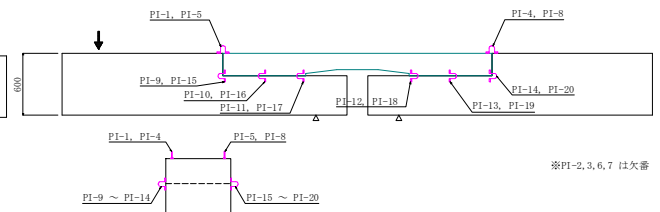


●鉄筋ひずみゲージ

(単位:mm)



●パイ型変位計



●変位計

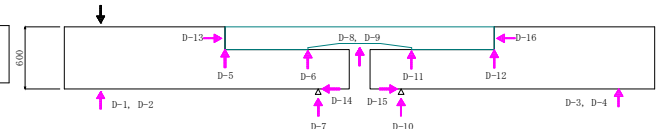
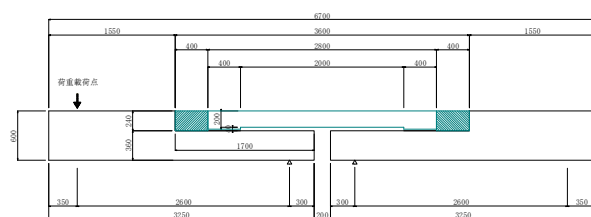


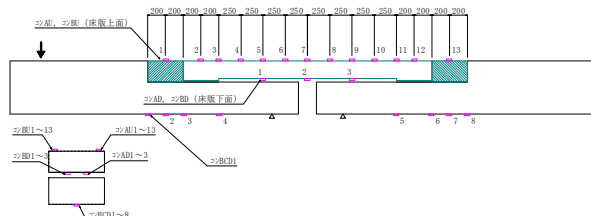
図 2-6-7 Type-1 計器配置図

b) Type-2 供試体

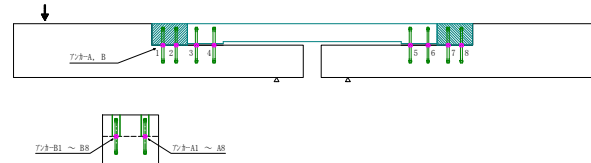
●構造寸法図



●コンクリート表面ゲージ

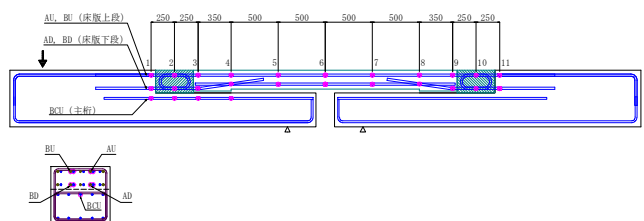


●アンカーひずみゲージ

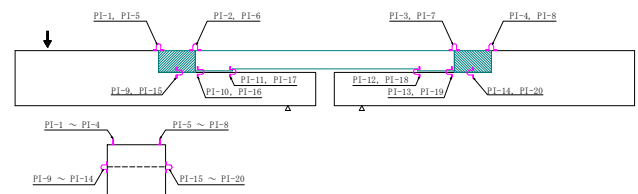


●鉄筋ひずみゲージ

(単位:mm)



●パイ型変位計



●変位計

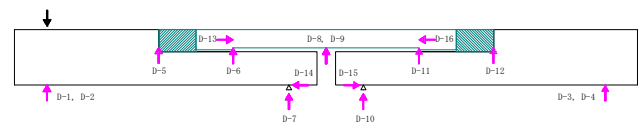


図 2-6-8 Type-2 計器配置図

(1) Type-1 試験結果

Type-1 の載荷試験状況を写真 2-6-1 に、荷重と載荷点の変位（たわみ）を図 2-6-9 に示す。荷重初期における計測値勾配が大きい範囲の前半は、自重相当の荷重が載荷されている範囲である。供試体主桁部材の自重相当分の荷重は 11 kN である。

なお、連結床版に対して、RC 計算において死荷重（主桁自重＋橋面荷重＋クリープ・乾燥収縮による不静定力）時相当の鉄筋応力の制限値（ 140N/mm^2 ）を発生させる荷重は 25kN 、設計荷重（死荷重＋衝撃を含む活荷重）時相当の鉄筋応力の制限値

写真 2-6-1 Type-1 載荷試験状況

供試体自重以降の載荷荷重の増加に対しては、死荷重時手前でひび割れ発生に伴う剛性の低下が認められ、そのほぼ一定の剛性を保ち、設計荷重相当の約 2 倍の載荷荷重 65kN までの耐荷力を有していることが確認された。これは道路橋で要求される $1.7 \times$ 設計荷重¹⁸⁾ に対して、荷重係数 2.0 以上を有していることから、所要の耐荷力を有していると評価できる。

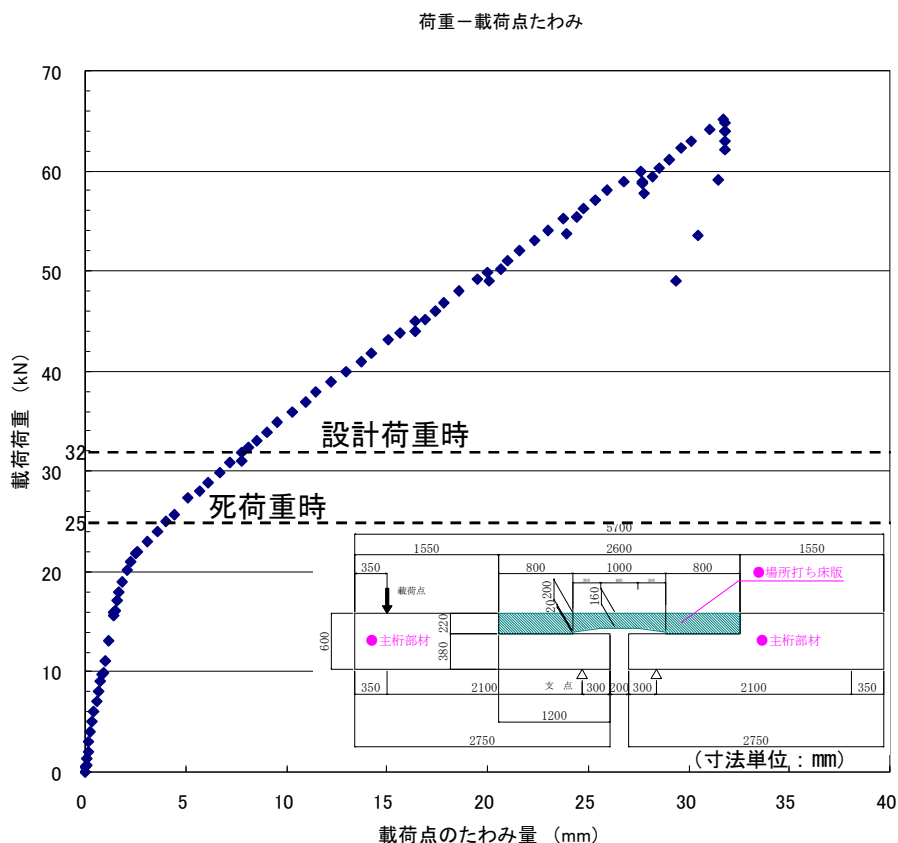


図 2-6-9 Type-1 荷重と載荷点の変位 (たわみ)

b) 鉄筋ひずみ

床版連結構造の床版応力が最も厳しくなる位置と、その近傍における荷重－鉄筋ひずみを図 2-6-10 に示す。道路橋示方書に基づいた RC 計算において、床版鉄筋応力に着目した死荷重時および設計荷重時に相当する載荷荷重を算定した。構造設計での仮定による応力算定に較べて、実測による鉄筋応力（ひずみ）は小さいものとなった。Type-1 材料は普通コンクリートに 30mm のビニロン短繊維を混入しているが、その量は 0.35vol%と剥落防止コンクリートのレベルで僅かである。したがって、繊維の架橋効果による引張力の分担は僅かであると考えられる。

載荷荷重(自重含む)	RC 計算による鉄筋応力	荷重状態
P = 25 kN	$\sigma_s = 100 \text{ N/mm}^2$ (ひずみ 500μ) ○	死荷重時
P = 32 kN	$\sigma_s = 140 \text{ N/mm}^2$ (ひずみ 700μ) ●	設計荷重時

試験結果から、Type-1 構造は通常の鉄筋コンクリート構造であり、構造設計の RC 計算では鉄筋とコンクリートの弾性係数比を RC 計算では $n=15$ としているが、実値は $n=7.8$ ($200/25.6$, 図中青印で表示) であること、コンクリートの引張抵抗を完全に無視した計算をしていることから、床版連結部材の鉄筋のひずみ（応力）については安全側の設定がなされており、このことが実測値が計算値より小さくなった主要因と考えられる。実測値と計算値に対する比率は、死荷重時相当で約 40%，設計荷重時相当で約 50%であった。

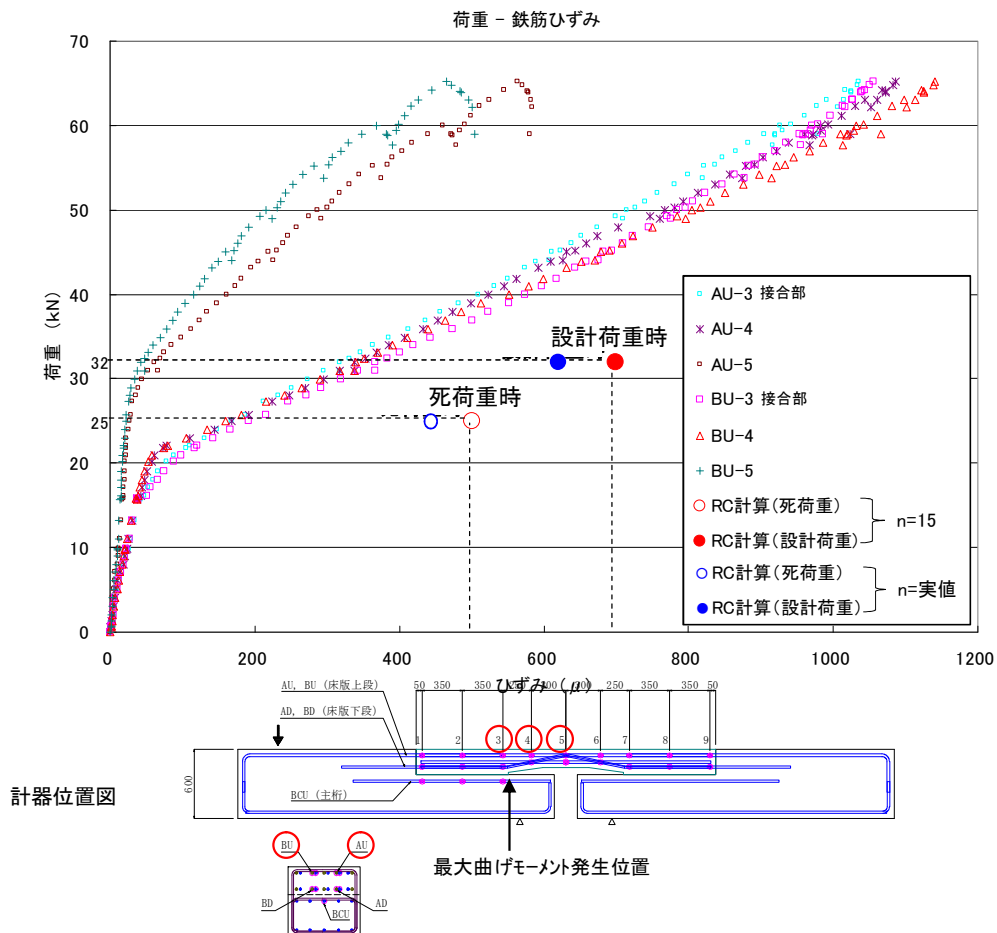


図 2-6-10 Type-1 荷重と鉄筋ひずみ

c) 打継目の開き

パイ型変位計で計測した床版継目の結果を図 2-6-11 に示す。今回の载荷が部材降伏以前で終了しているため継目が開く方向に計測された値は非常に小さい。

計測結果は、設計荷重時相当においても開き量は 0.005mm 以下であり微少であった。PC 桁から出ている鉄筋およびアンカー筋が機能しており、確実に一体化が図られているものと評価できる。

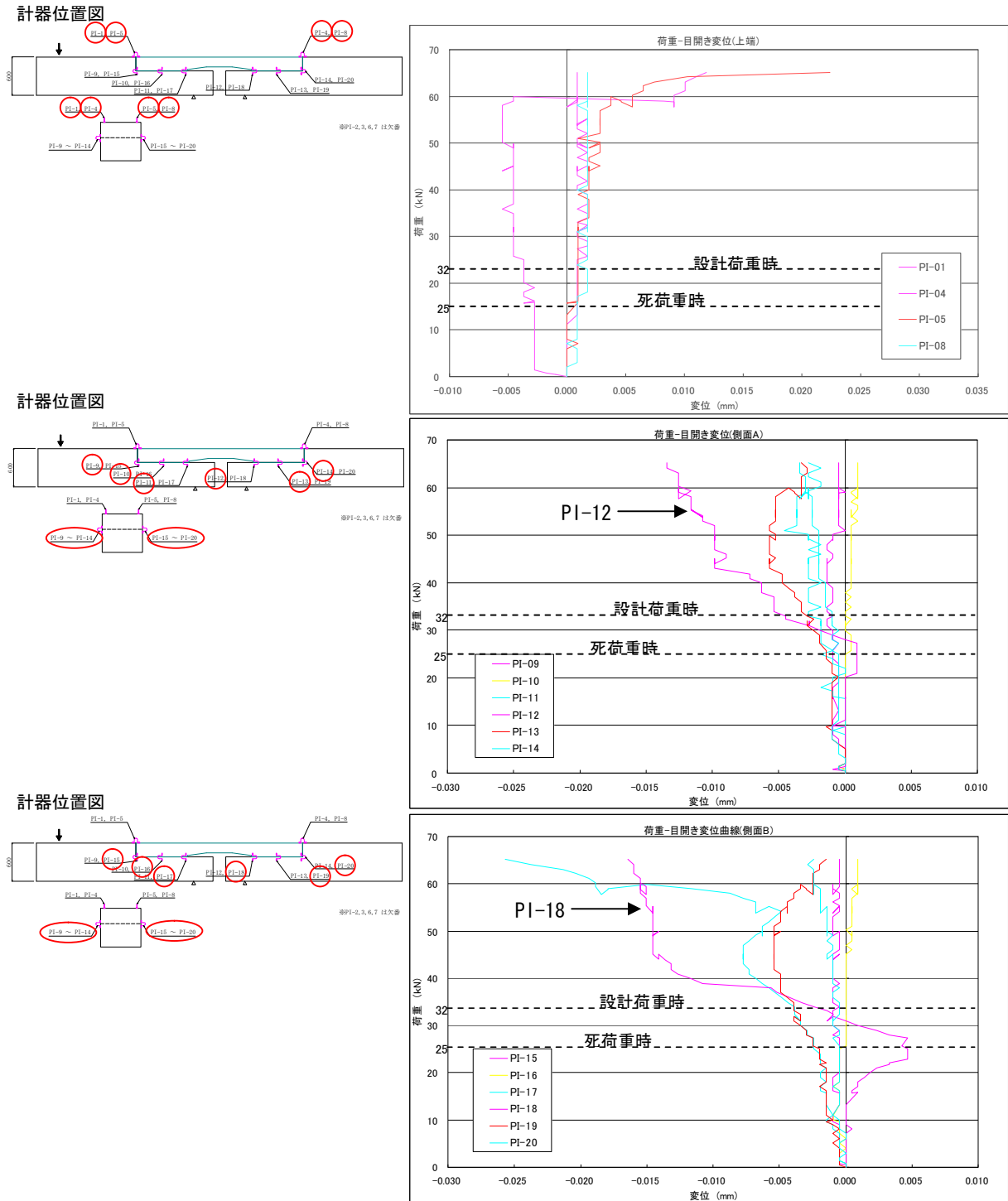


図 2-6-11 Type-1 打継目の開き

d) アンカー筋のひずみ

載荷モデルの構造図と曲げモーメント図を図 2-6-12 に示す。アンカー筋の設計は、平面骨組解析における床版部材と主桁部材を結ぶ部材に生じる曲げモーメントおよび軸力に対し、4 列に配置したアンカー筋のうち、内側 2 列の範囲で RC 構造として抵抗するとして RC 計算を行った（図 2-6-12 右下）。計算結果は、最も内側の鉄筋ひずみで 820μ となった。図 2-6-13 にアンカー筋のひずみの計測結果を示す。アンカー筋は薄い床版部への埋込不足を補うため、ヘッド付きの異形鉄筋 D22mm をアンカー筋として使用している。

引抜力が最大となる 1 列目のアンカー筋 A5, B5 のひずみが増大している。この部分は、床版下側が引張域となっており、初期段階にひび割れの発生が認められた。また、発生したひび割れの一部が水平方向へも進展したため、A5, B5 のひずみに大きく影響がでている。ただし、その他のアンカー筋のひずみが小さいことから、A5, B5 位置のアンカー筋の付着が十分で、確実にその機能を発揮していることが認められた。なお、水平継ぎ目の開き量と同様に、今回の載荷荷重は部材降伏以前までのものであるもので、アンカー筋ひずみも小さいレベルで載荷が終了している。設計荷重レベル（ $P=32\text{kN}$ ）におけるひずみ 80μ と小さく、アンカー筋配置およびコンクリートとの付着は十分であり、構造的な問題は認められなかった。

計算値 820μ に対して計測値が 80μ と小さくなった要因を以下のように考える。

- ・アンカー筋 4 列配置のうち、2 列までを RC 部材としての抵抗断面と設定したが、実際の抵抗断面の有効高さは 4 列配置の幅に近い。
- ・設計計算に用いた断面力は、床版と主桁を繋ぐ鉛直部材の最大値である上端格点ものを使用した。が、実際の接合部の継ぎ目位置は鉛直部材の中間にあり、この位置では断面力が低減されている。
- ・道路橋示方書に準拠した RC 計算における設計上の仮定と実際との相違。

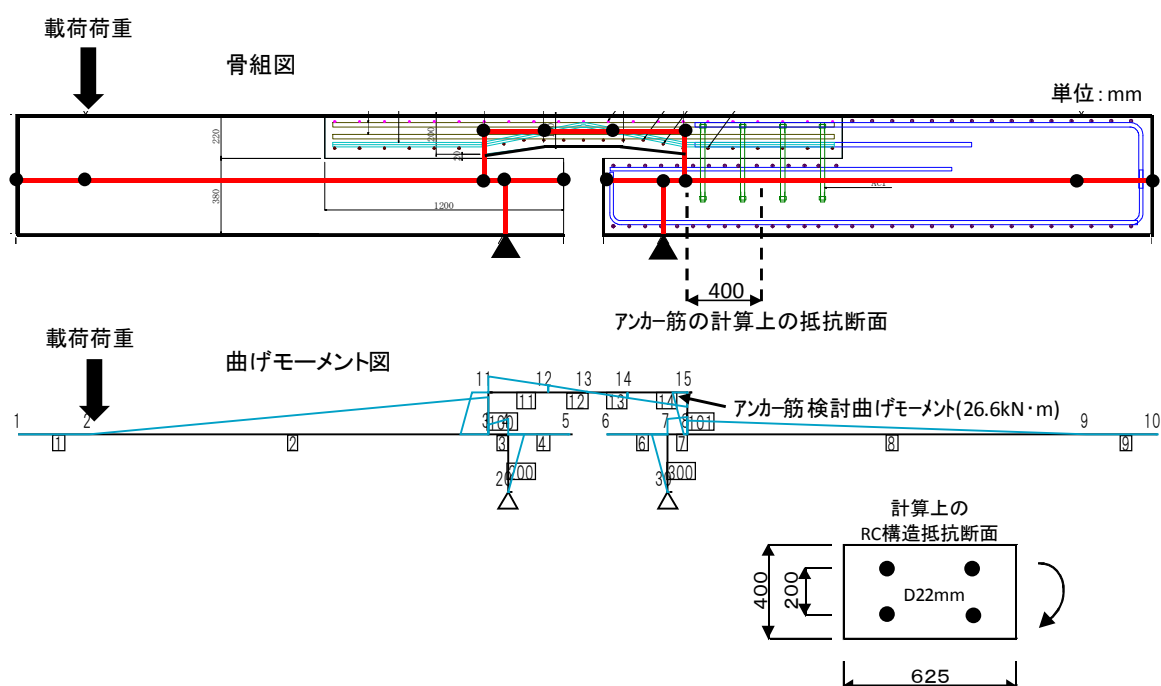


図 2-6-12 載荷モデルの構造図および曲げモーメント図

e) ひび割れ発生状況

床版支間付根付近のひび割れ状況を写真 2-6-2 示す。载荷点側では上縁引張、载荷の反対側では床版下縁引張である。Type-1 は繊維の混入量は剥落防止レベルと少ないため、これによる分散効果は認められない。ひび割れ発生間隔は 125mm 程度であり（写真の供試体メッシュ寸法：50mm×50mm）、床版上面に配置した橋軸直角方向鉄筋の間隔と一致している。この傾向は通常の RC 構造物の曲げひび割れの発生位置と同じ傾向である。

ひび割れの発生を許容する RC 構造であるが、死荷重相当あたりから微細なひび割れが発生しているため、実用化にあたっては耐久性の観点から本部位に配置する鉄筋は本供試体の配筋図（図 2-6-5）に示すようにエポキシ樹脂塗装鉄筋の使用が望ましいと考えられる。

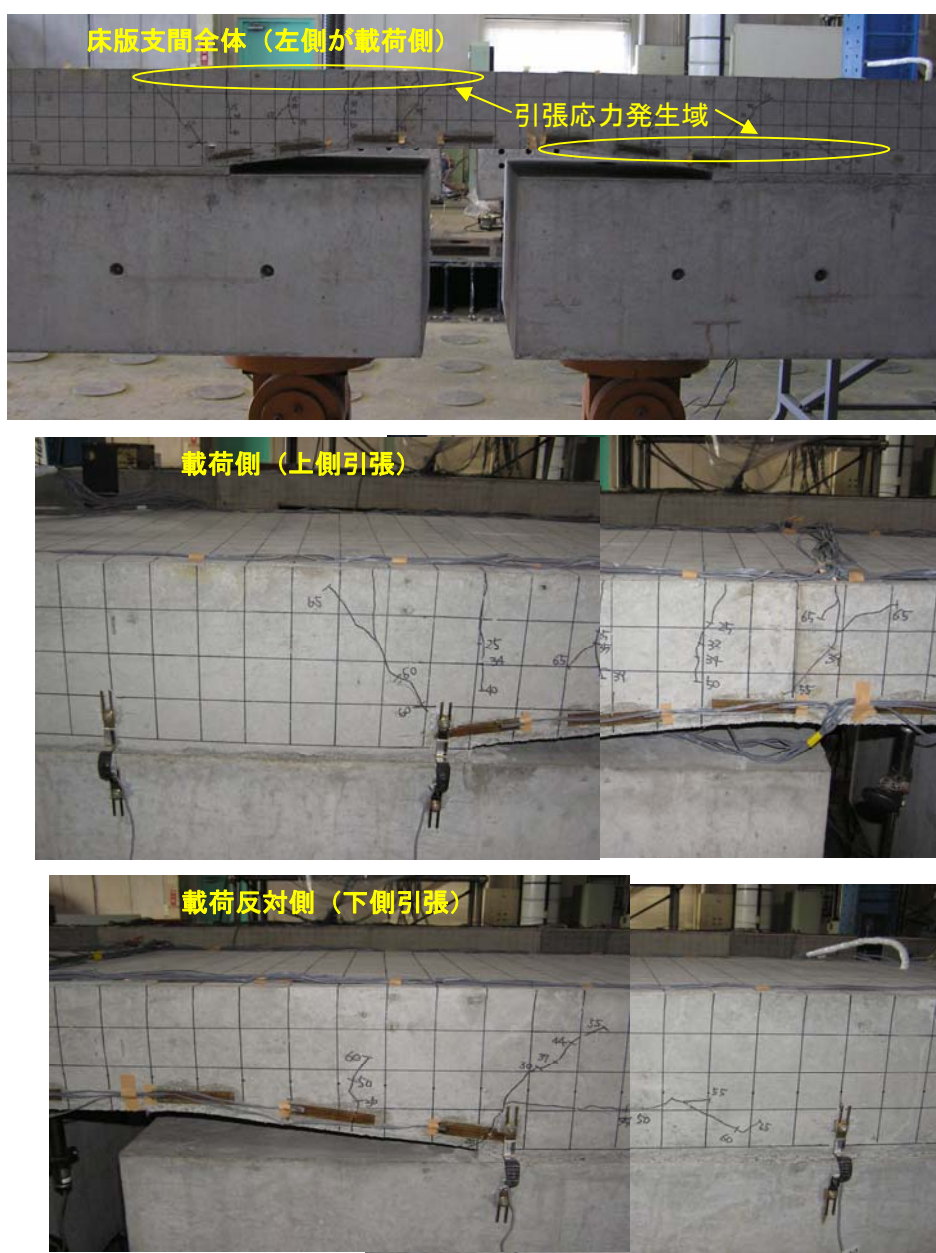


写真 2-6-2 Type-1 ひび割れ発生状況

(2) Type-2 試験結果

a) 部材の変形

Type-2 の載荷試験状況を写真 2-6-3 に、荷重と載荷点の変位（たわみ）を図 2-6-14 に示す。荷重初期における計測値勾配が大きい範囲は、自重相当の荷重が載荷されている範囲である。供試体主桁部材の自重相当分の荷重は 13kN である。

連結床版に対して死荷重（主桁自重＋橋面荷重＋クリープ・乾燥収縮による不静定力）時相当の断面力を発生させる荷重は 18kN，設計荷重（死荷重＋衝撃を含む活荷重）時相当の断面力を発生させる荷重は 21kN である。設計荷重時の約 2 倍の 40kN まで載荷したが部材の降伏までは至らなかった。

Type-2 においても道路橋で要求される $1.7 \times$ 設計荷重に対して、荷重係数 2 以上を有していることから、所要の耐荷力を有していると評価できる。

自重以降の載荷荷重の増加に対しては、ひび割れ発生とともに部材全体の剛性が徐々に低下してくるが、その変化は緩慢である。Type-2 におけるひび割れ間隔は 2～7cm 程度であり、荷重の増加に伴い細かいひび割れが徐々に数多く発生した。ひび割れ本数の増加に呼応して剛性が低下していき、HPFRCC 特有の挙動がでているものと考えられる。



写真 2-6-3 Type-2 載荷試験状況

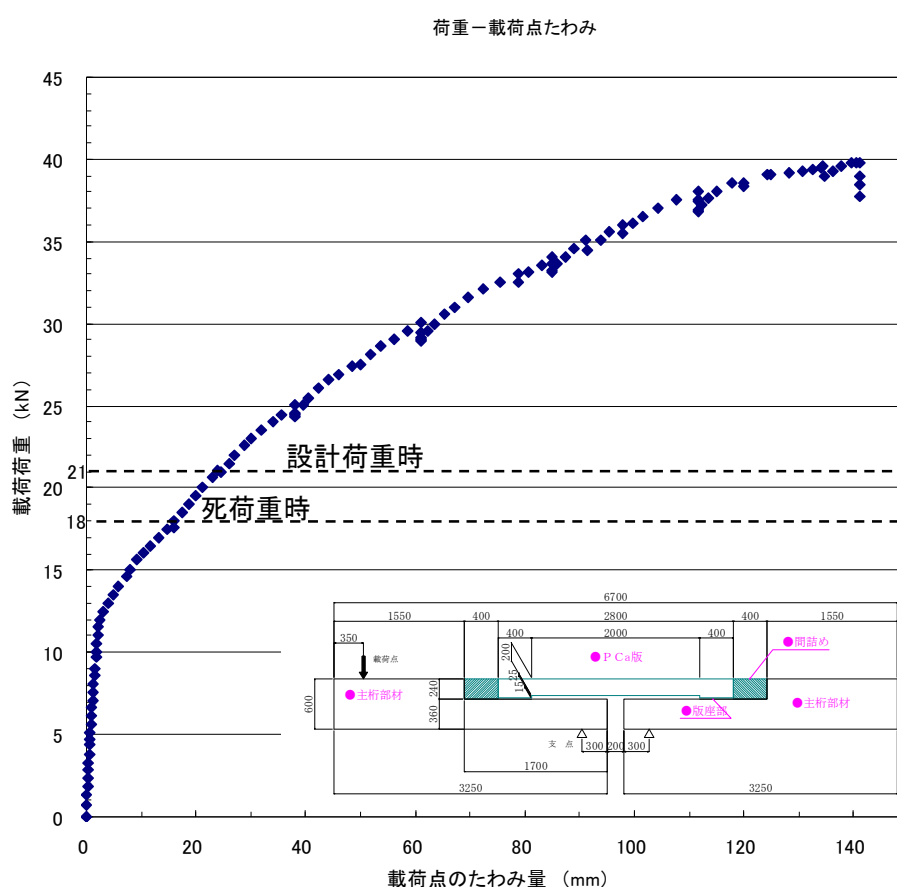


図 2-6-14 Type-2 荷重と載荷点の変位（たわみ）

b) 鉄筋ひずみ

床版連結構造の床版応力が最も厳しくなる位置と、その近傍における荷重－鉄筋ひずみを、図 2-6-15 に示す。図中には参考として、骨組ファイバーモデルによる非線形解析³³⁾の結果を示した。初期のひび割れ発生までは、解析参考値と実測はよく一致しているが、ひび割れ発生以降について実測鉄筋ひずみは小さいものとなった。これは非線形解析において繊維の架橋効果を評価できていないのが主要因と考えられる。

RC 計算において、床版鉄筋応力に着目した死荷重時および設計荷重時に相当する載荷荷重を算定した。構造設計での仮定による応力算定と比較して、実測による鉄筋応力（ひずみ）は小さいものであることが分かる。

載荷荷重(自重含む)	RC 計算による鉄筋応力	荷重状態
P = 18 kN	$\sigma_s = 100 \text{ N/mm}^2$ (ひずみ 500μ)	死荷重時
P = 21 kN	$\sigma_s = 140 \text{ N/mm}^2$ (ひずみ 700μ)	設計荷重時

Type-2 の場合、弾性係数比の仮定の違い (RC 計算 : $n=15$, 実際 : $n=200/16.3=12.4$) は Type-1 における 7.8 と比べて小さいが、死荷重時および設計荷重時の実測値は Type-1 と同様に死荷重時相当で約 40%, 設計荷重時相当で約 50% となった。これは Type-2 ではビニロン短繊維 (2.00vol%) による引張力負担も実在するため、弾性係数比の差異と繊維の効果が打ち消し合い、結果的に Type-1 と同程度になったものと考えられる。

本試験結果により、Type-1 と Type-2 は材料特性が異なるものの、死荷重時および設計荷重時レベルにおいては、ともに発生する鉄筋応力は RC 計算による計算値 ($n=15$) の 40～50% 程度であることが明らかとなった。

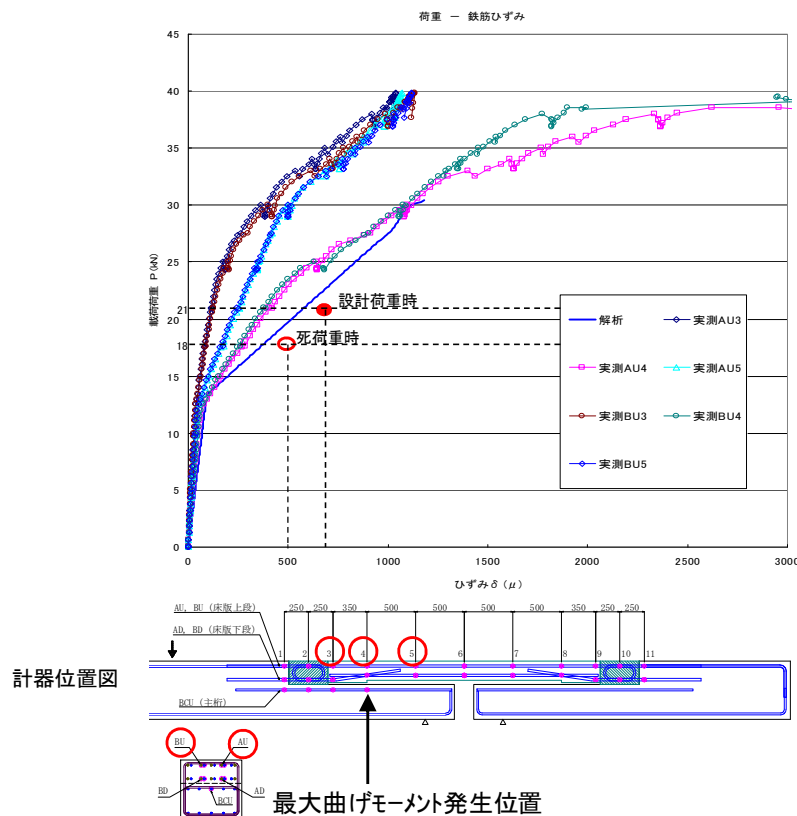


図 2-6-15 Type-2 荷重と鉄筋ひずみ

c) 水平打継ぎ目の開き

パイ型変位計で計測した打継ぎ目の結果を図 2-6-16 に示す。荷重増加もともない開き量が伸びている PI-12, PI-18 は載荷点と反対側の床版付根位置であり、大きな引張が作用していることがわかる。しかし、想定される設計荷重時レベルでは、開き量は 0.2mm 程度であり、鉄筋コンクリートにおいて耐久性からみた補修を必要としないひび割れ幅の範囲³⁴⁾ となっている。アンカー筋による接続効果は十分に作用していると言える。また、その他の箇所においては微小な値であった。

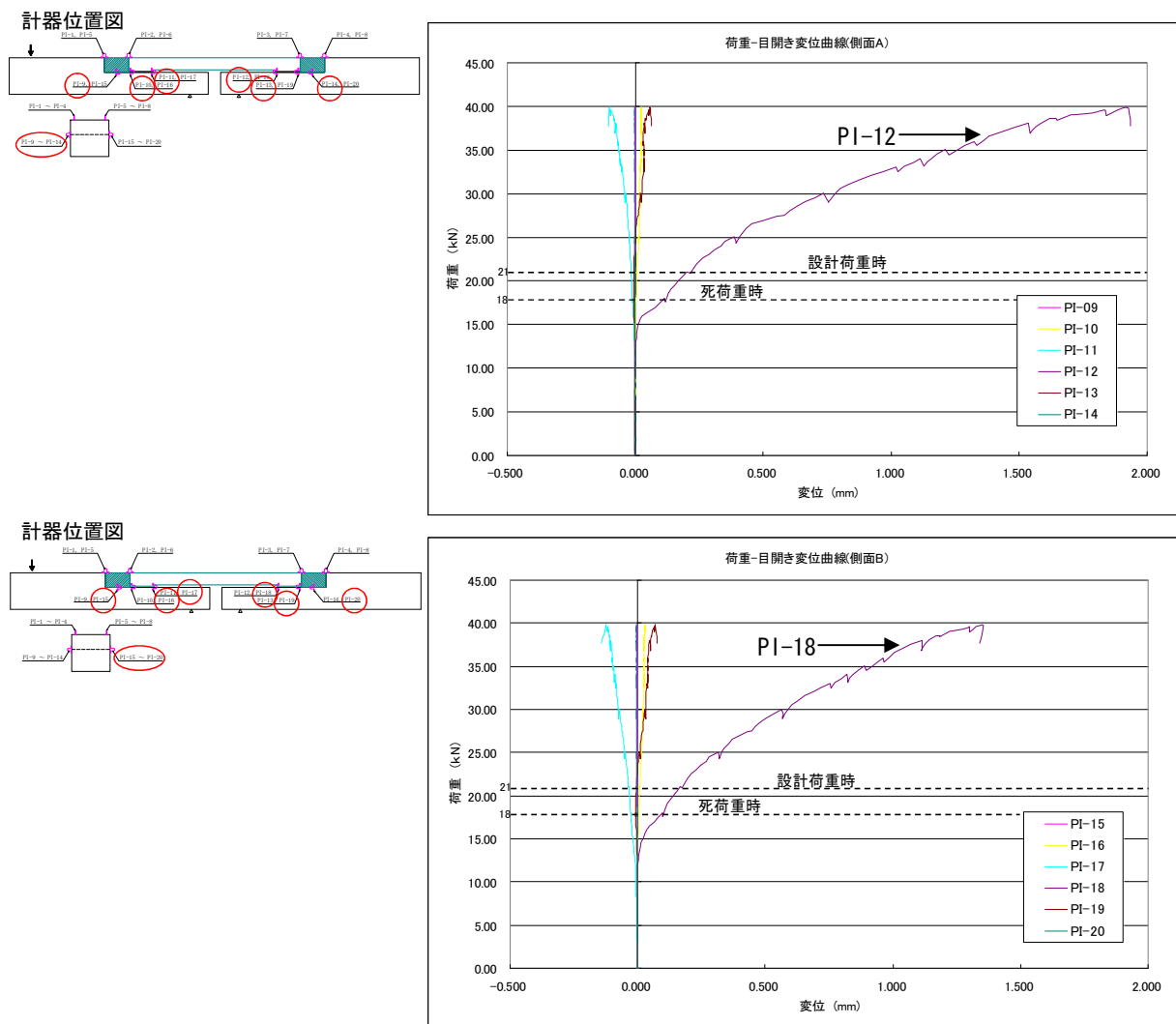


図 2-6-16 Type-2 打継ぎ目の開き

d) アンカー筋のひずみ

アンカー筋のひずみの計測結果を図 2-6-17 に示す。アンカー筋は薄い床版部への埋込不足を補うため、ヘッド付きの異形鉄筋 D22mm を使用している。設計手法は Type-1 と同様であり、これによる 1 列目アンカー筋の設計荷重時レベル ($P=21\text{kN}$) におけるひずみの RC 計算値は 630μ である。この時の計測値は 400μ 程度であり、アンカー筋 (SD345) の応力は 100N/mm^2 以下と判断できる。計測値は計算値を下回っているが、その差は Type-1 より小さい。Type-2 においても床版厚さの関係でアンカー筋の十分な埋込長の確保が困難であったが、ヘッド付きアンカー筋を使用することで、抜け出し等によるひずみ低下の挙動は認められなかった。しかしながら、A5, B5 において、 25kN を越えたあたりでひずみの勾配が変化している箇所が認められること、設計荷重時に 0.2mm の開きがあることから、Type-2 については最も負荷のかかる 1 列目アンカー筋 A4, B4, A5, B5 に関してはアンカー筋径のアップもしくは本数の増加等の改善を図ることで、より高い耐久性が得られるものとする。

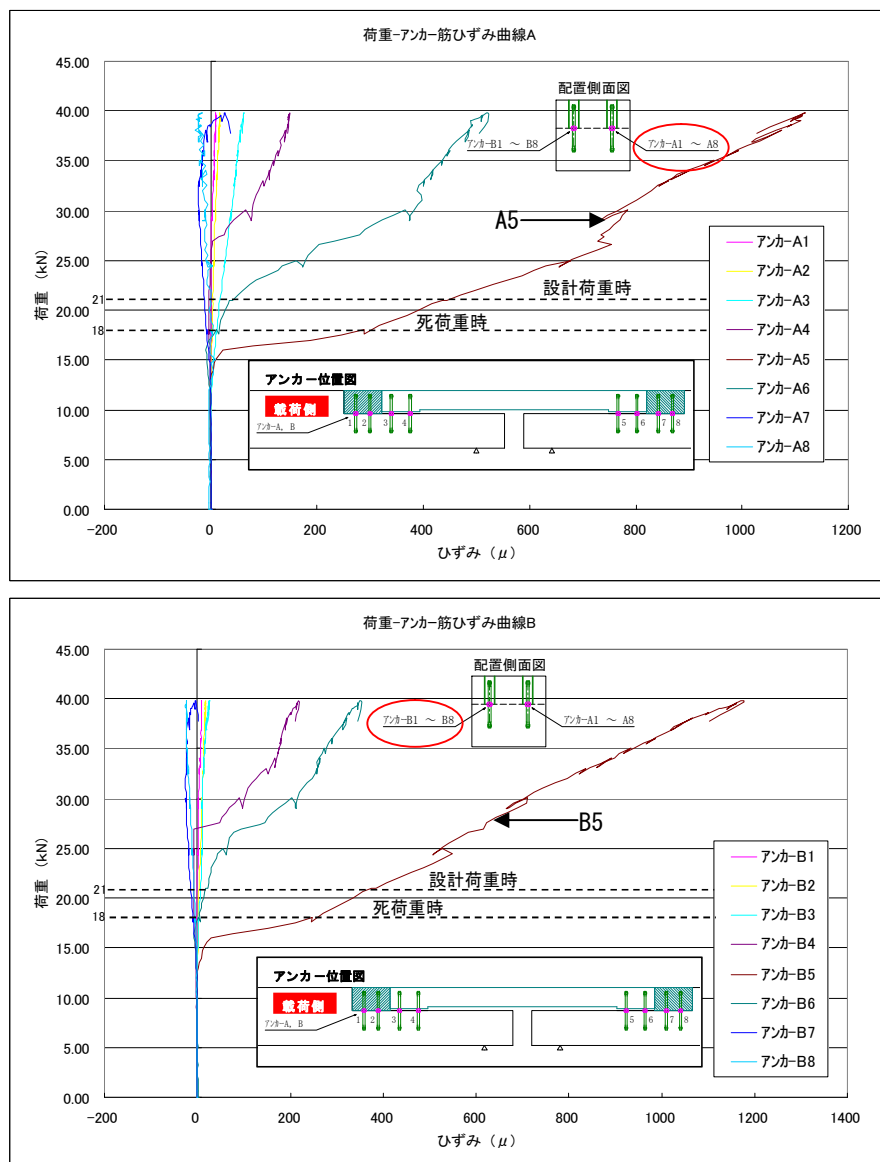


図 2-6-17 Type-2 荷重-アンカーのひずみ

e) ひび割れ発生状況

床版支間付根付近のひび割れ状況を写真 2-6-4 に示す。載荷点側では上縁引張、載荷の反対側では床版下縁引張である。いずれの位置においてもひび割れ間隔は2~7cm 程度(写真の供試体メッシュ寸法:50mm×50mm)であり、死荷重時(18kN)や設計荷重時(21kN)相当の荷重でも深さ方への進展は僅かであった。ビニロン短繊維(2.0vol%)によるひび割れ分散効果は良好である。Type-2 もひび割れの発生を許容する RC 構造であるが、死荷重相当あたりから微細なひび割れが発生しているため、実用化にあたっては耐久性の観点から本部位に配置する鉄筋は本供試体の配筋図(図 2-6-6)に示すようにエポキシ樹脂塗装鉄筋の使用が望ましいと考えられる。



載荷反対側(下側引張)



写真 2-6-4 Type-2 ひび割れ発生状況

2.6.3 考察

連結部構造試験についての考察を以下に述べる。

(1) 部材の変形について

Type-1, Type-2 ともに、設計荷重時相当荷重の約 2 倍まで載荷したが、ともに部材に降伏は認められなかった。どちらも構造部材としては、急激な剛性の低下は認められなかったことから、十分な耐荷力を有していると評価できる。

(2) 鉄筋ひずみ

Type-1, Type-2 ともに、実測ひずみは RC 計算結果に対して死荷重時相当で約 40%、設計荷重時相当で約 50%となった。Type-1 は RC 計算では鉄筋とコンクリートの弾性係数比 $n=15$ としているのに対し、実際は $n \approx 7.8$ であると、コンクリートの引張抵抗を無視しているところが大きいと考えられる。Type-2 は低弾性材料を使用しているため実際の弾性係数比 $n \approx 12.3$ となり、Type-1 と比べればかなり $n=15$ に近いはずであるが、繊維の混入量が多いため、これが引張力の一部を負担していることで互いに打ち消し合い、結果的に RC 計算結果と実測値の比率が Type-1 と同程度になったものと考えられる。

(3) 打継目の開き

Type-1 では設計荷重時相当荷重においても、最大 0.005mm 程度であり、殆ど打継目の開きは認められなかった。Type-2 では設計荷重時相当荷重で最大 0.2mm 程度であり、耐久性からみた補修を必要としないひび割れ幅の範囲ではあるが目開きが確認された。

(4) アンカー筋のひずみ

Type-1, Type-2 ともに、載荷点と反対側の一番内側のアンカー筋に最も大きなひずみが発生した。設計荷重時相当で Type-1 で 80μ 、Type-2 で 400μ 程度であり、いずれも鋼材応力では 100N/mm^2 以下であるので、アンカー筋としては問題ないと考えられる。4 列配置のアンカー筋の内側 2 列を有効とした RC 計算による設計上のひずみは、Type-1 で 820μ 、Type-2 で 630μ であり、ともに安全側でることが確認された。ただし、Type-2 では設計荷重時相当で最大 0.2mm 程度の目開きが認められており、これを低減するのであれば一番内側のアンカー筋の径をランクアップ等の強化を図るのがよいと考えられる。Type-1, Type-2 ともに床版厚さの関係でアンカー筋の十分な埋込長の確保が困難であったが、ヘッド付きアンカー筋を使用することで、抜け出し等によるひずみ低下の挙動は認められなかった。

(5) ひび割れ発生状況

Type-1 は繊維の混入量は剥落防止レベルと少ないため、これによる分散効果は認められない。ひび割れ発生間隔は 125mm 程度であり、床版上面に配置した橋軸直角方向鉄筋の間隔と一致している。Type-2 はいずれの位置においてもひび割れ間隔は 2~7cm 程度であり、死荷重時や設計荷重時相当の荷重では深さ方への進展は僅かであった。ビニロン短繊維 (2.0vol%) によるひび割れ分散効果は良好であり、低弾性高じん性セメント系複合体に期待した効果は発揮できたと考えられる。Type-1, Type-2 ともにひび割れの発生を許容する RC 構造であり、死荷重相当あたりからひび割れが発生しているため、実用化にあたっては耐久性の観点から本部位に配置する鉄筋はエポキシ樹脂塗装鉄筋の使用が適切であると考えられる。

2.7 低弾性高じん性セメント系複合体の疲労特性確認試験

本研究で提案する Type-2 の床版連結構造に使用する低弾性高じん性セメント系複合体は、じん性およびひび割れ分散性の向上を目的にビニロン短繊維を使用（混入率 2.00vol%）しているが、ビニロン短繊維の効果については、ひび割れ分散性や幅の抑制といった引張力に対する性状の改善が着目されるが、HPFRCC においても現状では設計に反映させるまでには至っておらず、本材料も含めて今後の研究およびデータの蓄積が求められている。本研究における使用部位が床版であることから、本材料に繰返し荷重が作用した時の性状の変化に着目した実験検討を行った³⁵⁾。

本材料の引張特性に着目した実験として、鉄筋両引き試験を静的および繰返し荷重のもとで行った。これにより本材料の引張応力-ひずみ関係を確認するとともに、ビニロン短繊維の負担が繰返し荷重によりどのように変化するかを検討した。

次に、床版連結構造の床版部分を想定した梁供試体を製作し、鉄筋に許容応力度程度の引張力が生じるような荷重を繰返し与えて、その挙動の変化を確認するとともに、同じ諸元の鉄筋コンクリート梁（以下、RC 梁と呼ぶ）との比較検討を行った。

2.7.1 鉄筋両引き試験

(1) 試験の概要

鋼繊維補強コンクリートなどの引張特性を調べる方法として、鉄筋の両引き試験（以下、両引き試験 写真 2-7-1）が提案されており、従来の円柱供試体を用いた割裂試験や、直接引張試験による方法と比較して高い精度を有していることが知られている³⁶⁾。図 2-7-1 に両引き試験で用いた供試体の形状寸法を示す。鋼材には M16mm（JISG4107 SNB7：降伏ひずみ 3625μ 以上）を用いた。鋼棒にはひずみゲージ貼付位置を除いてネジ加工が施されている。低弾性高じん性セメント系複合体（モルタル）部分は長さ 400mm で $\square 100\text{mm}$ の断面を有しており、中央位置に深さ 10mm の切り欠きを設けた。切り欠き位置には π 型変位計を 2 箇所取り付けひび割れの幅を計測した。鋼棒のひずみゲージはモルタルの切り欠き位置（内ひずみと呼ぶ）とモルタル外（外ひずみと呼ぶ）にそれぞれ 2 枚ずつ貼り付けた。内ひずみ用ゲージ貼付け位置では文献³⁴⁾にしたがって約 50mm の付着除去区間（ネジを削り平滑化）を設けている。なお、ひずみゲージ位置の鋼棒の外径は 13.5mm である。

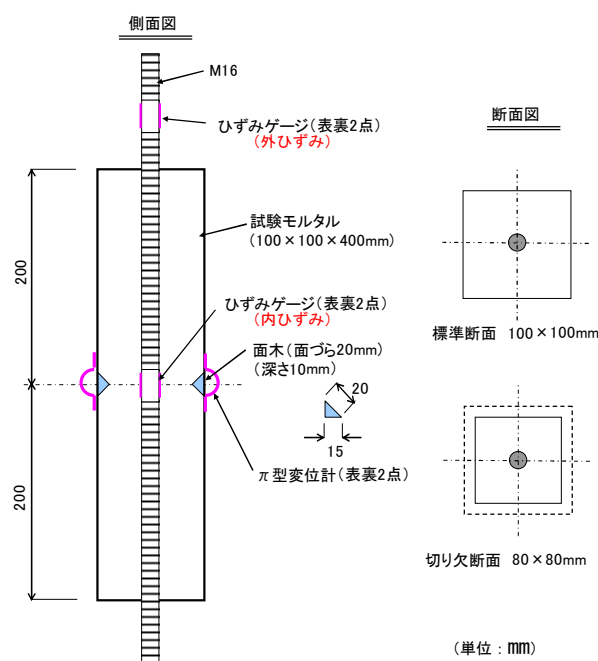


図 2-7-1 両引き試験供試体

荷重方法は静的単調荷重を 1 ケース、繰返し荷重を 7 ケース実施した。静的単調荷重は、鋼棒が降伏する前の約 100kN の荷重まで単調に荷重した。繰返し荷重は、表 2-7-1 に示す荷重を上限荷重、下限荷重を 5kN とした。荷重速度は 2.0Hz である。使用したモルタルの材料特性値を表 2-7-2 に示す。荷重試験は、充分強度がモルタルの発現した材齢 87～110 日で実施した。

表 2-7-1 繰り返し荷重試験ケース

	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース7
荷重 (kN)	20	25	30	35	55	60	80
鋼棒応力度 (N/mm ²)	140	175	210	245	385	420	560
下限値はいずれも5kN(鋼材応力度35N/mm ²)							

表 2-7-2 低弾性高じん性セメント系複合体
の材料特性値

材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
87	45.6	3.88	18500
105	48.0	4.26	18400



写真 2-7-1 鉄筋両引き試験状況

(2) 試験結果

a) 静的単調載荷

単調載荷では、まず、5～10kN で切り欠き位置でひび割れが発生し、さらに荷重を上げると切り欠き位置以外でも複数のひび割れが生じた。図 2-7-2 は内・外ひずみ値（それぞれ 2 箇所の平均）と荷重の関係を示している。内ひずみは、ビニロンの引張り負担により外ひずみ（鋼棒のみのひずみ）よりも小さく推移しており、その傾向は鋼棒のひずみが 3000 μ 以上になっても持続していた。

図 2-7-3 は、両引き試験から得られたモルタルの引張応力－ひずみ曲線である。モルタルの引張応力は、図 2-7-2 の内・外ひずみ曲線の縦距離（荷重差）をモルタルの分担力とし、これを切り欠き断面積で除して求めた。図には、繰返し載荷用供試体の載荷開始時に所定荷重まで単調に載荷した履歴から求めた値も 3 ケース併記した。

図より、ばらつきはあるが引張応力が 0.75～1.5N/mm² でひび割れが発生してひずみが急増し、1.2～1.4N/mm² を保持したまま 2000 μ 程度まで推移し、その後、徐々に引張り応力が低下する曲線が得られた。このように、本モルタルは非常に大きなひずみまで引張応力を負担することができる材料であることがわかる。

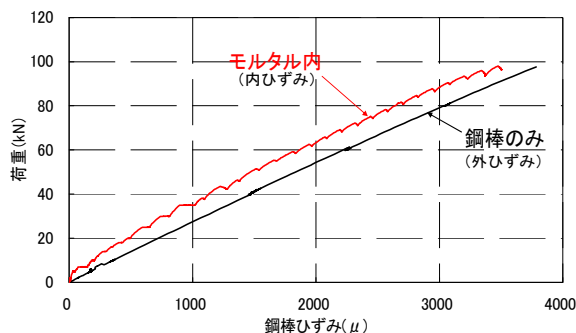


図 2-7-2 両引き試験結果
(鋼棒ひずみ－荷重関係)

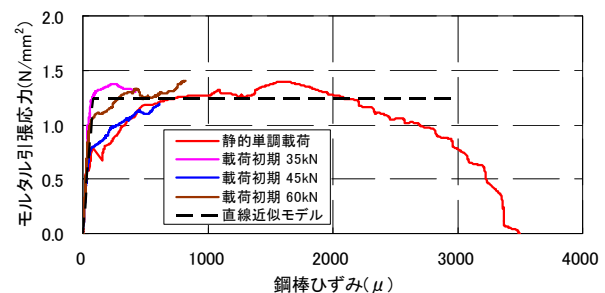


図 2-7-3 両引き試験結果
(鋼棒ひずみ－モルタル引張応力関係)

b) 繰返し载荷

図 2-7-4 は、上限荷重 35kN の場合の経過時間と内・外ひずみの挙動の変化を示している。振幅中央の荷重 (20kN) まで単調に増加させた後、繰返し载荷を実施すると、外ひずみ (以降、外ひずみ) が約 200~1240 μ で変動するのに対し、内ひずみは約 500~900 μ と小さい範囲で変動する。その後、繰返し载荷を続けると内ひずみの振幅が徐々に大きくなり、本ケースの場合約 2 万回で収束した。図に示すように収束後の変動は 600~1500 μ となり、振幅は約 900 μ でほぼ外ひずみの振幅 (約 1000 μ) と同等になることがわかる。

収束後の内ひずみの挙動は、外ひずみの挙動を 300 μ 程度上にスライドしたものとなっていた。スライドするひずみ量は荷重ケースにより異なるが、この傾向自体は変動荷重の最も小さい 20kN のケースを除いて生じていた。この明確な理由は現時点では不明であるが、ひび割れ近傍の鋼棒とモルタルが付着切れすることによって摩擦が生じ、発熱することの一つの要因と考えられる。この場合、スライド量の 300 μ は、鋼棒の 25℃の温度上昇に相当する。

図 2-7-5 は、上限荷重 25kN と 35kN のケースを例として、横軸に繰返し回数、縦軸に内ひずみ (左軸) と切り欠き位置のひび割れ幅 (右軸) の最大値の変動を示したものである。最大荷重 25kN のケースを見ると载荷開始とともに徐々にひずみ値とひび割れ幅が増加するが、約 8 万回から 12 万回にかけて両値の急激な増加が見られ、その後一定値に収束した。35kN のケースでも約 1 万回から 2 万回にかけて同様の傾向が見られた。

図 2-7-6 は、各ケースにおける载荷初期と収束後のひび割れ幅を示している。図には単調载荷におけるひび割れ幅の変化も併記しており、初期ひび割れ幅はこの値とほぼ等しい。繰返し载荷によってひび割れ幅は 0.1~0.2mm 程度増

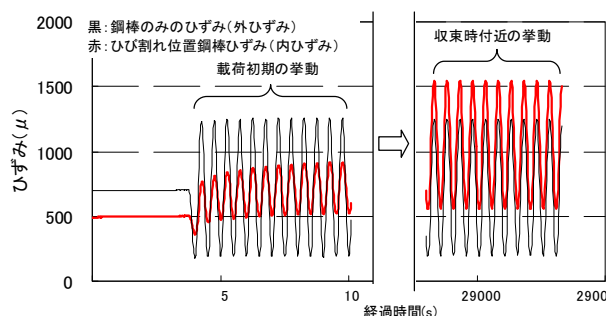


図 2-7-4 繰返しによる挙動の変化

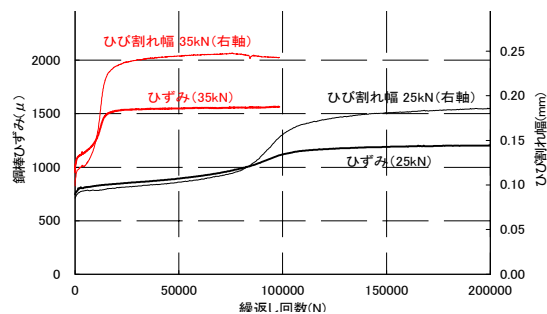


図 2-7-5 ひずみとひび割れ幅の推移

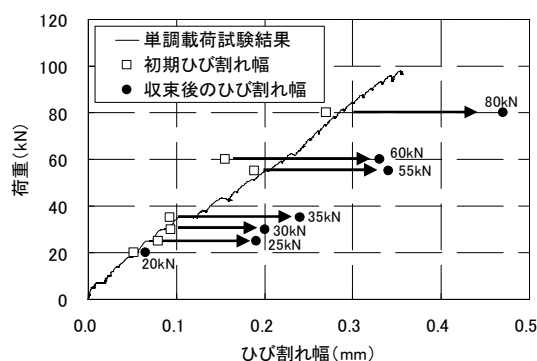


図 2-7-6 ひび割れ幅の変化

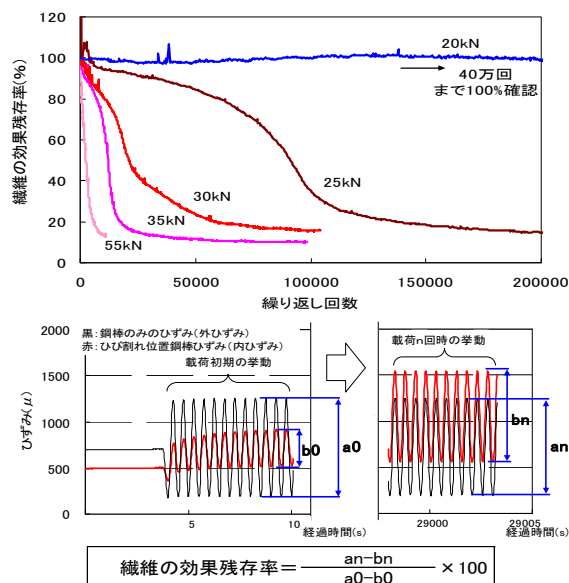


図 2-7-7 ビニロン短繊維の効果残存率の定義と繰返し試験結果

加して収束するが、この時点で、ビニロンの架橋効果は大きく低下しているものと考えられる。一方、上限荷重が 20kN のケースでは、40 万回の繰返し載荷を行ったが初期ひび割れ幅からの増加がほとんどなく、ビニロンの引張負担が持続していたことが考えられる。

図 2-7-7 は図 2-7-4 で示した内ひずみの振幅の変化に着目し、その繰返し回数との関係を図化したものである。縦軸は、ビニロン短繊維の効果残存率とした。これは、載荷開始時点の振幅量を残存率 100%，外ひずみの振幅量まで増加した時点で残存率が 0%になっていると仮定したものである。図から、最大荷重 20kN では、40 万回を越えても振幅の変化はほとんどなく、残存率はほぼ 100%で推移することがわかる。一方、最大荷重が 25kN 以上になると、ある時点で残存率が大きく低下し、最終的には 10～20%程度の残存率に落ち着くことがわかる。

荷重が 20kN 時の鉄筋の応力は 140N/mm^2 ，切り欠き位置のひび割れ幅は、約 0.05mm （図 2-7-6）であり、道路橋示方書における床版の鉄筋応力の制限値（ $\sigma_{sa}=140\text{N/mm}^2$ とし、さらに 20N/mm^2 程度の余裕を持たせるのが望ましい）に準拠した設計は、ビニロンの効果を消失させないための一つの指標となる。

2.7.2 梁供試体の繰返し載荷試験

(1) 試験の概要

図 2-7-8 に試験体の形状寸法を示す。試験体は図 2-6-19，Type-2 の床板を部分的に切り出したものを想定し、低弾性高じん性セメント系複合体を用いた梁（低弾性）と通常の鉄筋コンクリート梁（RC）の 2 試験体とした（写真 2-7-2）。断面は $375\text{mm} \times 200\text{mm}$ で、せん断スパン長 850mm ，主鉄筋の有効高さは 141mm でせん断スパン比は約 6.0 である。主鉄筋には D22mm を使用し、梁の断面積に対する主鉄筋断面積の比を 3.1%とした。両引き試験体の鋼材 M16mm の断面積を切り欠き断面積で除して求めた鋼材比も 3.1%である。

主鉄筋の降伏強度は 386N/mm^2 ，引張強度は 560N/mm^2 であった。試験開始時（材齢 31 日）のコンクリートおよびモルタルの物性値を表 2-7-3 に示す。モルタルの弾性係数はコンクリートの約 55%しかないが、曲げ強度は 2 倍以上を有している。

載荷方法は、2 点載荷曲げ試験とした。載荷荷重の決定は、道路橋示方書に準拠した RC 計算によるものとし、載荷上限値は、活荷重相当として鉄筋の引張応力が 120N/mm^2 に達する荷重となる 36.7kN ，下限値は死荷重時を想定した荷重で鉄筋応力度が 40N/mm^2 となる 12.0kN とした。載荷方法は、荷重を上限値と下限値の間で繰返して 200 万回載荷した。両引き試験においてビニロンの効果が消失しなかった 20kN のケース（鋼棒応力度は 140N/mm^2 ）および鉄筋の許容

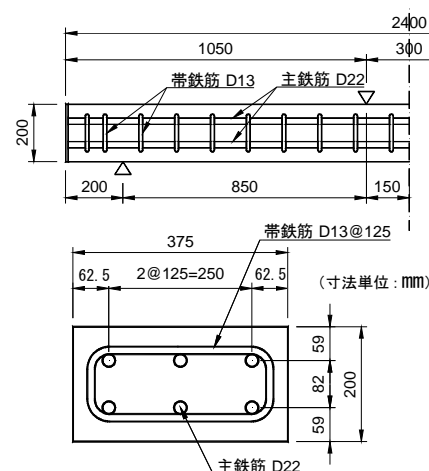


図 2-7-8 梁試験体形状寸法



写真 2-7-2 梁供試体の繰返し試験

表 2-7-3 供試体の材料特性値

試験体	圧縮強度 N/mm^2	割裂強度 N/mm^2	弾性係数 N/mm^2	曲げ強度 N/mm^2
RC	34.5	3.03	28300	4.14
低弾性	38.0	3.20	15700	9.57

応力度（ 140N/mm^2 ）を若干下回る荷重となる。

計測項目は、梁の変形、鉄筋およびコンクリート表面のひずみ、主要なひび割れの幅で、所定の繰返し回数に達した時点で静的に下限～上限荷重を1回载荷して計測した。

(2) 試験結果

a) 初期静的载荷

繰返し载荷試験結果を示す前に、まず、上限荷重まで単調に载荷した結果から、低弾性高じん性セメント系複合体梁の挙動を考察する。図 2-7-9 に両試験体の梁中央のたわみと荷重の関係を示す。

RC 梁は、 10kN 程度の荷重でひび割れが発生して剛性が低下した後、一定の剛性を保持したまま上限荷重に達している。一方、低弾性高じん性セメント系複合体梁（図では低弾性と表示）では、初期の剛性は RC よりも小さく推移するが、ひび割れが生じても剛性の低下は小さいことがわかる。

図に併記した計算値は、ファイバーモデルによって計算した値である。材料特性は試験値を用い、コンクリートおよび低弾性高じん性セメント系複合体の圧縮側の応力-ひずみ関係は、圧縮試験結果を道路橋示方書に示されたモデルに適用した（図 2-7-11）。引張側の応力-ひずみ関係は、RC 梁については、引張強度（割裂強度）に達した後すぐに引張応力がゼロになるモデルを用いた。一方、低弾性高じん性セメント系複合体では、図 2-7-12 左に示す両引き試験の結果を直線で簡易にモデル化したもの（CASE-3）と、 $100\text{mm} \times 400\text{mm}$ の供試体の曲げ試験の結果から引張強度を 4N/mm^2 程度にして完全弾塑性をバイリニアで仮定したもの（CASE-1）、同じく曲げ試験の結果をファイバーモデルにより逆解析し、トリリニアでモデル化した応力-ひずみ関係を適用すること（CASE-2）を試みた。

図 2-7-12 右は CASE-1 ～CASE-3 の応力-ひずみ関係、右は曲げ試験結果と各シミュレーション結果を比較したものである。なお、ファイバーモデル計算における断面の分割幅は 5mm （図 2-7-10）、梁軸方向の分割幅は 20mm とした。

図 2-7-9 の低弾性高じん性セメント系複合体梁の計算値との比較から、CASE-3 低弾性高じん性セメント系複合体の引張応力-ひずみ特性に両引き試験の結果を用いるとひび割れ以降の剛性を小さめに評価することがわかった。両引き試験結果を梁の曲げ挙動のシミュレーションに用いる際には注意が必要である。一方、CASE-1 の曲げ

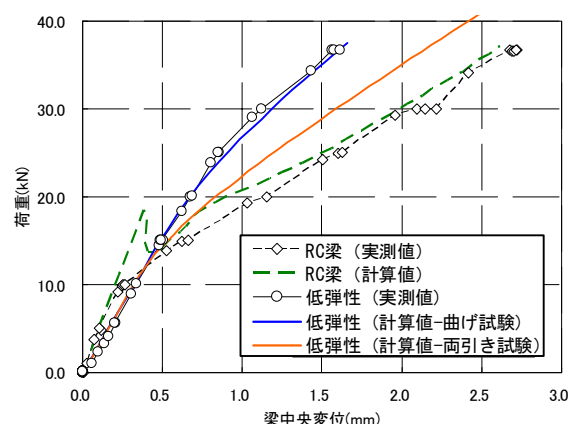


図 2-7-9 载荷初期の荷重-たわみ関係

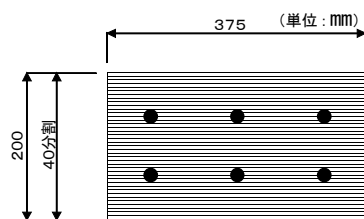


図 2-7-10 ファイバーモデルの断面分割

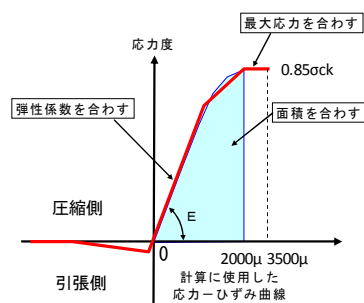


図 2-7-11 応力-ひずみ関係のモデル化

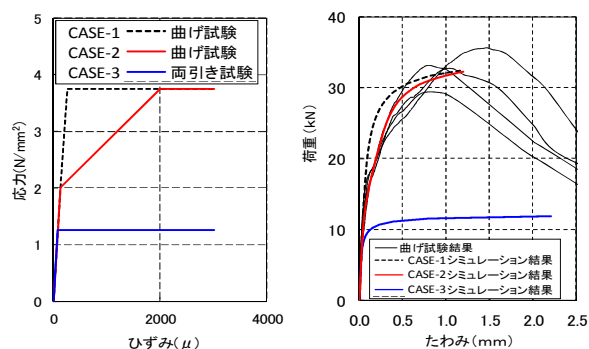


図 2-7-12 引張ひずみ-応力関係と曲げ試験のシミュレーション

試験からモデル化したバイリニアの応力－ひずみ関係は、初期の剛性が合わないが、トリリニアでモデル化した CASE-2 は実験結果とよく一致した。比較的ばらつきの大きい□100mm×400mm の曲げ試験結果を元に推定する点や、ファイバーモデルで曲げ試験を解析するという手間もあり、その設定方法には課題が残るが、精度の高い解析が可能となる。これにより、設計において剛性低下を適切に評価することが可能となり、桁連結の適用範囲をさらに拡大できると考えられる。

b) 繰返し载荷

図 2-7-13 に初期静的载荷直後と 200 万回の繰返し载荷後のひび割れの発生状況を示す。RC 梁では 200 万回繰返し载荷によって新たなひび割れはほとんど発生せず、ひび割れが若干進展する程度である。低弾性高じん性セメント系複合体梁では初期静的载荷直後のひび割れ本数や長さが RC 梁よりもかなり少ないことがわかる。これはビニロン短繊維がひび割れ面で引張力を負担していることによる。

一方、繰返し载荷がひび割れ性状に与える影響については低弾性高じん性セメント系複合体梁の方が RC 梁よりも大きく、ひび割れ本数が倍以上に増えるとともに、既存のひび割れの進展も比較的大きい。しかしながら、繰返し载荷によって新たに発生したひび割れは支点近くまで達しており、RC 梁よりも短いひび割れが分散する傾向にあることから、低弾性高じん性セメント系複合体梁はひび割れが集中しにくい構造であることがわかる。

等曲げ区間に発生したひび割れのいくつかにパイゲージを付けてひび割れ幅を観察した結果、低弾性高じん性セメント系複合体梁のひび割れ幅は RC 梁の半分程度であった。

図 2-7-14 は梁中央変位の変化を示している。横軸は対数表示としている。両試験体とも徐々に変位が大きくなる傾向を示しており、10 万回を越えるとその傾向が顕著になるものの、载荷初期からの増加量は 200 万回でも 1mm 程度と僅かである。低弾性高じん性セメント系複合体梁の変位が RC 梁よりも小さく抑えられる傾向は 200 万回到達後でも変化はなく、ビニロンの効果が有効であることを示している。

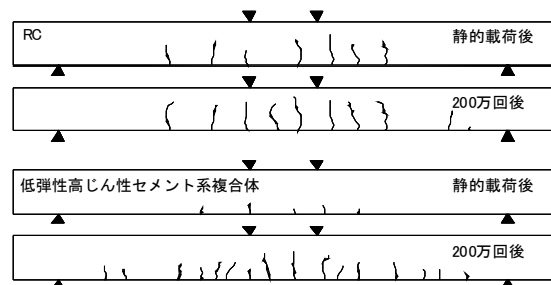


図 2-7-13 ひび割れ発生状況

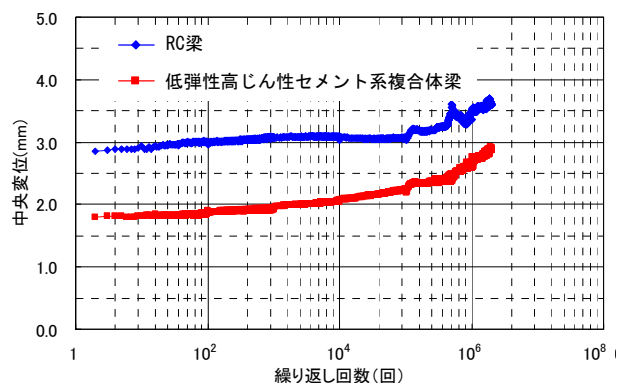


図 2-7-14 梁中央変位の変化

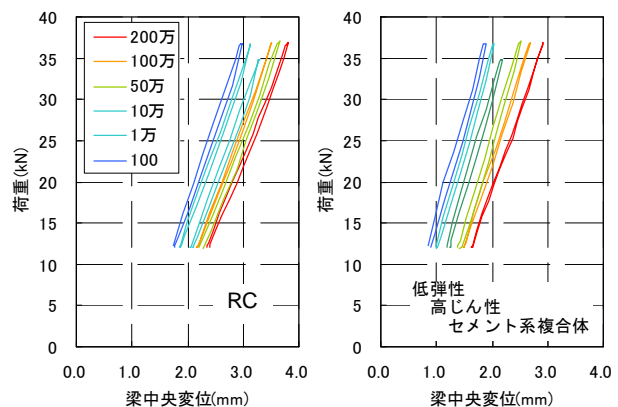


図 2-7-15 梁の剛性変化

次に、梁の中央変位と荷重の関係を図 2-7-14 に示す。主要な繰返し回数時点における変位－荷重曲線は、残留ひずみの増加にともない右側にスライドしている。曲線の傾きで表される梁の剛性は繰返し回数の影響はそれほど大きくない。図 2-7-16 は、横軸を繰返し回数として梁の剛性（図 2-7-15 の曲線の傾き）の変化を見たものである。両試験体ともに、繰返し載荷開始直後から徐々に剛性が低下し、50 万回以降顕著となっている。低弾性高じん性セメント系複合体梁の剛性低下が若干大きいが、200 万回到達後でも RC 梁よりも大きな剛性を保持していた。

図 2-7-17 は引張側鉄筋と圧縮縁コンクリートのひずみの変化を示したものである。いずれも、等曲げ区間の 2 つの計測点の平均値を示している。ひずみの符号は+が引張ひずみを示している。RC 梁、低弾性高じん性セメント系複合体梁とも繰返し載荷により鉄筋は引張ひずみが、コンクリートは圧縮ひずみが増加する傾向は同様であり、その増加の割合も同程度であった。ただし、どちらも剛性変化と同様に 50 万回以降に増加の割合の変化が認められる。200 万回繰返し後においても、低弾性高じん性セメント系複合体梁のひずみは、鉄筋・コンクリートともに RC 梁よりも小さな値で推移しており、この程度の繰返し回数であれば、ビニロンの効果は消失しないことが明らかとなった。

以上の通り、作用荷重が同じであれば低弾性高じん性セメント系複合体梁はビニロンの効果により、鉄筋やコンクリートのひずみを抑え、その負担を減らすことが可能となる。現時点では、設計上この効果を考慮するには至っていないが、今後更なるデータの蓄積を行えば、この材料を有効に利用する設計手法は可能であると考えられる。

2.7.3 考察

梁の曲げ変形挙動をファイバーモデルで計算を行う際、応力－ひずみの関係に両引き試験の結果（図 2-7-3）を用いると梁の剛性を小さく評価する結果となったが、その原因を以下のように考える。

- (1) 両引き試験では深さ 10mm の切り欠き部でひずみ計測を実施しており、計測位置では切り欠きによる応力集中により、通常よりも極端にひび割れが発生しやすい構造となっている。このため、モルタルの引張応力の算定に用いる切り欠き部での内ひずみが通常部位よりも大きくなり、この結果、低弾性高じん性セメント系複合体の引張分担力（外ひずみ－内ひずみ）を小さく評価してしまっただと考えられる。

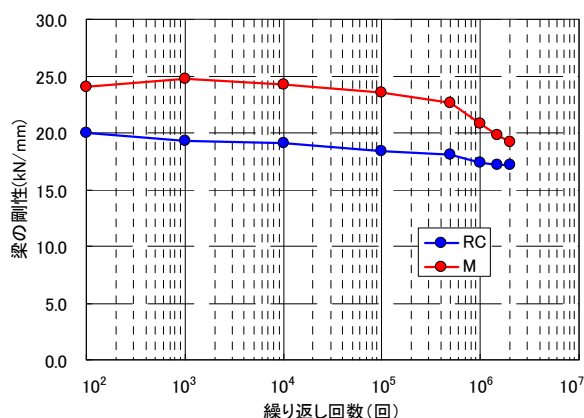


図 2-7-16 梁の剛性変化

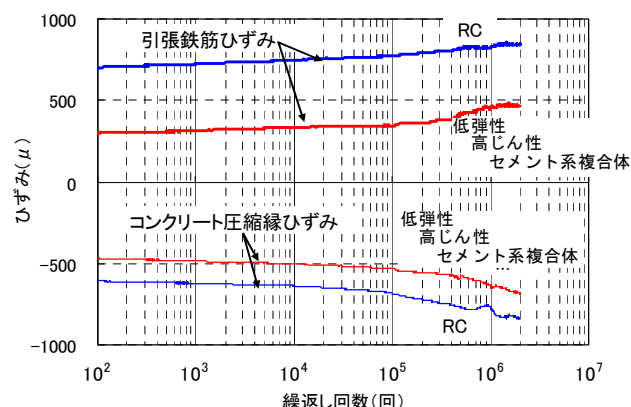


図 2-7-17 鉄筋およびコンクリートひずみの変化

- (2) 両引き試験では、低弾性高じん性セメント系複合体の応力－ひずみの関係を求めるのに、ひずみは鋼材ひずみ＝モルタルひずみと仮定して求めている。モルタルのひずみが一樣に鋼材ひずみと一致しているとは限らず、この仮定で低弾性高じん性セメント系複合体の応力－ひずみの関係を捉えるには無理があったと考えられる。

2.7.4 まとめ

所要の圧縮強度を確保しつつ弾性係数をコンクリートの半分程度に低減したビニロン短繊維混入の低弾性高じん性セメント系複合体を開発し、繰返し荷重下における両引き試験および梁の曲げ試験を実施した。その結果、以下が明らかとなった。

- (1) 両引き試験の静的単調載荷により、ビニロン短繊維の引張り負担が非常に大きな引張ひずみ（通常の鉄筋降伏ひずみの倍程度）まで持続することがわかった。
- (2) 荷重振幅を変えた両引き試験の繰返し載荷の結果、鉄筋上限応力度が 140N/mm^2 以下であれば、40 万回以上の繰返しにおいてもビニロン短繊維の効果は消失しないことがわかった。道路橋示方書における床版の鉄筋応力の制限値は、ビニロン短繊維の効果を消失させないための一つの指標となる。
- (3) 梁の曲げ変形挙動は、RC 梁と同様にファイバーモデルで計算が可能である。その際、低弾性高じん性セメント系複合体の引張応力－ひずみ挙動に両引き試験の結果を導入すると、梁の剛性を小さく評価することになる。引張応力－ひずみ関係の適用に際しては注意が必要である。
- (4) $100\text{mm} \times 400\text{mm}$ を用いた曲げ強度試験における荷重－たわみ関係から求めた低弾性高じん性セメント系複合体の引張応力－ひずみ関係を用いると、梁の挙動を精度良く計算できる。これにより、設計において剛性低下の影響を適切に考慮することで、桁連結の適用範囲をさらに拡大できると考えられる。
- (5) 鉄筋応力度を 120N/mm^2 以下に抑え、200 万回の繰返し載荷をした結果、低弾性高じん性セメント系複合体はその性能に大きな低下は認められなかった。また、繰返し載荷が梁の剛性や材料のひずみに与える影響は RC 梁と同程度である。
- (6) 低弾性高じん性セメント系複合体梁は RC 梁と比べ、鉄筋引張ひずみ・コンクリート圧縮ひずみともに低い結果となった。この傾向は繰返し載荷によって変化することはなかった。このことは、一定の応力制限下で供用される構造物に対して、今後のデータの蓄積によりビニロン短繊維のひずみ抑制効果を考慮した合理的な設計が可能であることを示している。
- (7) 2.4.2 の検討による高速道路の支間 20m の橋梁における L 荷重による換算繰返し回数は、鉄筋の S-N 曲線に着目した場合で 50 年あたり 10 万回である。したがって今回実施した両引き試験の最大 40 万回、梁供試体の 200 万回の繰返し載荷試験結果は、低弾性高じん性セメント系複合体を使用した床版連結構造を実構造物に適用するにあたり、十分な疲労耐久性を有していることを示したものと考えられる。

2.8 施工性能確認試験

生コン工場で製造した低弾性高じん性セメント系複合体を現場まで運搬し、連結床版を模擬した試験体への打設を行い、その品質・施工性について検証を行った²³⁾。

2.8.1 運搬・打設完了までの経時変化

運搬には通常のアジテータ車を使用することを想定した。工場から現場までの一般的な運搬時間は30分程度である。表2-8-1に注水からの経過時間とアジテータ車から排出した低弾性高じん性セメント系複合体の品質の関係を示す。充てん高さ、スランプフローともに、注水からの時間経過に従い低下する傾向

表 2-8-1 低弾性高じん性セメント系複合体の品質の経時変化

試験項目	注水からの経過時間			
	30分	70分	90分	120分
U型充填高さ(mm)	—	314	314	309
スランプフロー(mm)	615×560	565×515	550×500	560×470
空気量(%)	2.6	3.2	2.4	—
圧縮強度(N/mm ²)	37.2	35.9	35.3	—
ヤング係数(kN/mm ²)	15.9	15.3	15.7	—

※表中の“—”は測定を実施していない

にあるが、注水から120分程度までは、自己充てん性ランク1の判定値（充てん高さ300mm以上）を確保できることがわかった。図2-8-1に示すスランプフローと充てん高さの関係から、スランプフローが450mm程度まで低下すると充てん高さが300mmとなることがわかった。このことから、実施工ではスランプフロー500mm以上が得られるよう、注水から打設完了までの時間管理を徹底する必要があることがわかった。低弾性高じん性セメント系複合体は、通常のコングリートとは大幅に性状が異なる材料であるが、通常のアジテータ車を用いて運搬しても、所定の品質を確保できることが実証された。

2.8.2 施工性

実部材を模擬した試験体を製作することで、打込み、仕上げ、養生等の方法を検討した。写真2-8-1は模擬試験体の全景、写真2-8-2は模擬試験体への打込み時の流動状況である。型枠底面を先行して流動し、鉄筋周りに充てんされていく状況が確認できた。前述の通り管理すれば、ワーカビリティの著しい低下や、分離・先流れを生じず施工が可能であった。仕上げについては角材等で均した後、パラフィン系仕上げ補助剤³⁷⁾を用いることで金コテ仕上げが可能であった。養生は養生マットを用いて5日間の湿潤養生とした。

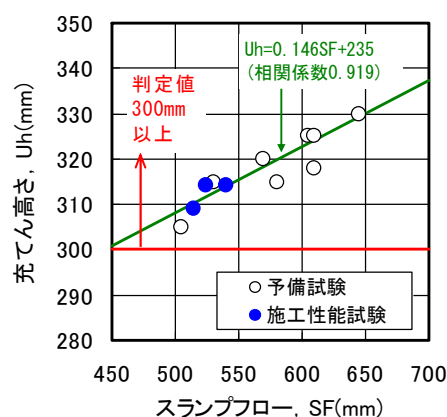


図 2-8-1 スランプフローと充てん高さの関係

表2-8-2は、現場封緘養生を行った管理用供試体と、模擬試験体から全9本採取したコア供試体の圧縮強度および弾性係数の測定結果である。コア供試体の圧縮強度は管理用供試体とほぼ一致し、弾性係数は管理用供試体と比べて1割程度小さいが、いずれもコア供試体9本のばらつきは小さく、設計値を満足するものである。また、コンクリートカッタを用いて模擬試験体

表 2-8-2 管理用供試体とコア供試体の強度試験結果

	管理用供試体 (現場封緘養生)	コア供試体			
		平均	最大	最小	標準偏差
圧縮強度 (N/mm ²)	35.5	35.9	37.2	33.1	1.2
弾性係数 (kN/mm ²)	15.1	13.7	14.2	13.4	0.3

を切断した結果、写真2-8-3のような鉄筋周りへ密実に充填されている状況が確認できた。以上のことから、低弾性高じん性セメント系複合体の自己充てん性および流動性、施工方法は妥当であることが確認できた。

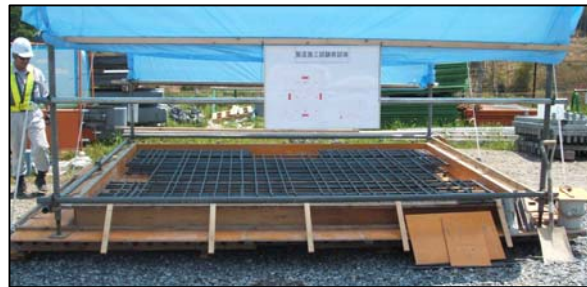


写真 2-8-1 模擬試験体による施工性能確認試全景



写真 2-8-2 模擬試験体型枠内での流動状況



写真 2-8-3 鉄筋周りの充填状況

2.9 本章まとめ

本章では、都市内高架橋の比較的小規模（支間長15～35m程度）に多く用いられているプレキャストPC桁を用いた橋梁の建設について、伸縮装置を減らし維持管理性能の向上を図ることを目的として、これまで連結が困難であった桁同士の連結を可能にする床版連結構造を新たに提案し、実用化に向けて設計手法、使用材料、連結部構造に関して研究開発を行った。本章で得た知見を以下に示す。

- (1) 本研究で提案する床版連結構造における設計手法について、従来から既設橋のノージョイント化の設計で用いられている線形平面骨組解析とFEM解析を比較することにより、平面骨組解析値はFEM解析値に対して同程度か安全側の結果が得られることがわかった。
- (2) 主桁形状や桁高の異なる第二京阪道路田辺パーキングエリア工事を対象として平面骨組解析により床版連結構造を検討した結果、RC部材として成立しない場合があることが判明した。そこで、設計基準強度は同じ $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ で、弾性係数が通常の2/3程度である材料（低弾性高じん性セメント系複合体）の開発が必要となった。

- (3) 床版連結構造は通常の床版が受けることのない L 荷重による桁作用が作用するため、疲労についての懸念が生じた。東名・名神高速道路の調査結果に基づき疲労の検討を実施した結果、疲労についてのリスクは低いことが明らかとなった。
- (4) 低弾性高じん性セメント系複合体には、“圧縮強度を確保しながら弾性係数を低く抑える”という条件が求められた。開発の結果、ポルトランドセメント、石灰石微粉末、膨張材を主成分とし、粉末減水剤、粉末収縮低減剤、天然砂等を混合した特殊粉体と短繊維としてのビニロン繊維(長さ 12mm, 直径:40 μ m, Vf=2%)の組み合わせにより、要求性能を満足する材料を開発することができた。本材料は、ランク 1 という高い自己充填性、曲げじん性係数 9.5N/mm², コンクリートとほぼ同等の収縮特性を有していることから、高い施工性能とじん性に富んだ材料であると評価できる。
- (5) 連結部構造試験により、Type-1, Type-2 とともに、設計荷重時相当荷重の約 2 倍まで載荷した結果、どちらも構造部材としては、十分な耐荷力を有していることが確認できた。また、床版部材試験と同様に、死荷重時相当荷重および設計荷重時相当荷重程度においては、実測ひずみは RC 計算の 40~50%程度であると、低弾性高じん性セメント系複合体は高いひび割れ分散性能を示すことが確認できた。さらに、主桁と床版の一体化を図る上で重要となるアンカー筋は、基部の床版厚が 200mm しか無いため、埋込長不足による抜け出しが懸念されたが、アンカーヘッドを有する鉄筋を使用することで、所要の機能を発揮できることが確認できた。
- (6) 低弾性高じん性セメント系複合体に対する疲労試験において、荷重振幅を変えた両引き試験の繰返し載荷の結果、鉄筋上限応力度が 140N/mm² 以下であれば、40 万回以上の繰返しにおいてもビニロン短繊維の効果は消失しないことが確認できた。また、曲げ試験から低弾性高じん性セメント系複合体のモデル化したトリリニアの引張ひずみー応力関係を用いたファイバーモデルにより、精度の高い解析が可能となることが明らかとなった。
- (7) 梁供試体の鉄筋応力度を 120N/mm² 以下に抑え、200 万回の繰返し載荷をした結果、低弾性高じん性セメント系複合体の梁はその性能に大きな低下は認められなかった。道路橋示方書における床版の鉄筋応力の制限値は、ビニロンの効果を消失させないための一つの指標となることがわかった。
- (8) 生コン工場で製造した低弾性高じん性セメント系複合体を現場まで運搬し、連結床版を模擬した試験体への打設を行う施工性能試験の結果、その品質・施工性が実用化レベルにあることが確認できた。
- (9) 本研究の成果を踏まえ、プレキャスト PC 桁同士の連結化の適用性拡大に関する対応策の選択手順を図 2-9-1 に示す。本手順により、Type-1 の適用、Type-2 の適用、ファイバーモデルの適用、繊維の荷重分担率の適用と 4 段階の対応が可能になる。ただし、繊維の荷重分担効果の評価については、対象構造物の鉄筋比等により変動することが予想されるため、事前に確認試験等で把握する必要があると考える。図 2-9-1 により従来連結化が困難であった異なる PC 桁同士の連結が可能になる可能性が増えることで、伸縮装置減少による維持管理性能の向上が期待できる。

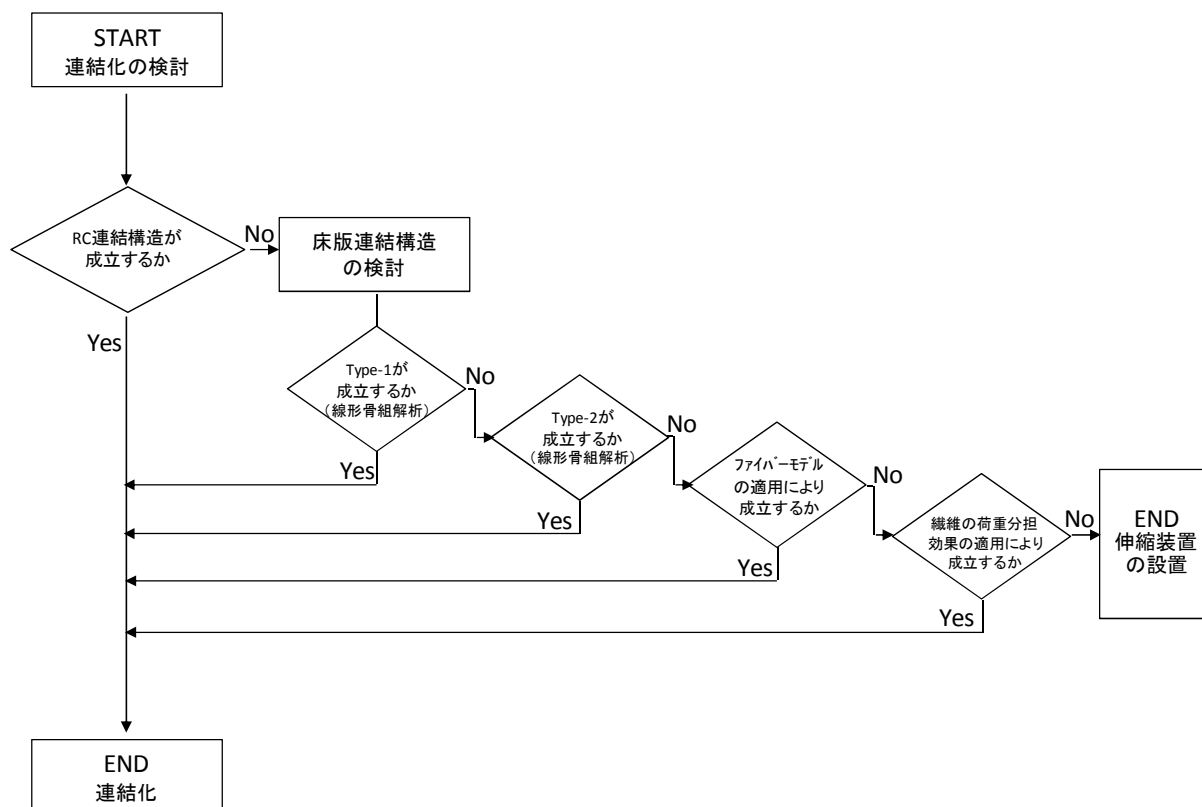


図 2-9-1 プレキャスト PC 桁同士の連結化に関する対応策の選択手順

- (10) 2.4.2 の検討による高速道路の支間 20m の橋梁における L 荷重による換算繰返し回数は、鉄筋の S-N 曲線に着目した場合で 50 年あたり 10 万回である。したがって今回実施した両引き試験の最大 40 万回、梁供試体の 200 万回の繰返し載荷試験結果は、低弾性高じん性セメント系複合体を使用した床版連結構造を実構造物に適用するにあたり、十分な疲労耐久性を有していることを示したものと考えられる。

〈参考文献〉

- 1) 社団法人プレストレストコンクリート建設業協会:PC 道路橋計画マニュアル, pp. 8-9, 2007. 10
- 2) 関口幹夫、大石雅登:道路橋伸縮装置の補修に関する技術資料(資料編), 平成 24 年度東京都土木技術支援・人材育成センター年報, pp. 105-116, 2012
- 3) 社団法人プレストレストコンクリート建設業協会: PC道路橋計画マニュアル, pp. 78-81, 2007. 10
- 4) 社団法人プレストレストコンクリート建設業協会: 新技術評価事例(コンクリート構造) — 新しい桁連結構造— (リンクスラブ構造), pp. 2-3, 2007. 7
- 5) 財団法人高速道路調査会: 21世紀の橋梁技術検討小委員会, 橋梁の単純化に関する調査検討報告書, pp. 79-92, 1993. 10
- 6) 財団法人高速道路調査会: 21世紀の橋梁技術検討小委員会, 橋梁の単純化に関する調査検討報告書, pp. 9-29, 1993. 10
- 7) T. Takebayashi, H. Kitayama: Bangkok Second State Expressway The Use of External Tendons

- and Dry Joints with Precast Segmental Construction, FIP Symposium
Kyoto, Japan, pp. 943-950, 1993
- 8) Victor C. Li, G. Fischer, Y. Kim, M. Lepech, S. Qian, M. Weimann, S. Wang: Durable Link Slabs for Jointless Bridge Decks Based on Strain-Hardening Cementitious composites, MDOT Technical Report RC-1438, pp. 1-96, 2003
 - 9) 中島拓：伸縮装置，橋梁と基礎，pp. 61-80，1986. 8
 - 10) 狩生輝巳，大塚秀樹，小林正紀：首都高速7号小松川線の全面通行止め補修工事－ノージョイント化工事－，橋梁と基礎，pp. 124-125，1992. 8
 - 11) 財団法人道路保全技術センター：既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き（案），1995. 1
 - 12) 藤代勝，須田久美子，永田佳文，山口明夫：ECCを用いた新しいPC高架橋のノージョイント化工法の開発，プレストレストコンクリート技術協会第16回シンポジウム論文集，pp. 11-14，2007. 10
 - 13) 高橋昭一：リンクスラブによる既設橋梁の連続化について，プレストレストコンクリート Vol. 37, No. 6, pp. 15-20, 1995. 11
 - 14) 鍋谷佳克，大城壮司，安藤亮介，室田敬：第二京阪道路京田辺パーキングエリアの設計・施工，プレストレストコンクリート技術協会第 19 回シンポジウム論文集，pp. 9-11，2010. 10
 - 15) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針案（案），pp. 2，2007. 3
 - 16) 国土交通省国土技術政策総合研究所：国土技術政策総合研究所プロジェクト報告第11号，pp. 49-56，2006. 12
 - 17) 鈴木祐二，東田典雅，元木修，宇山友理：床版連結工法によるノージョイント化の検討，土木学会第 65 回年次学術講演概要集，pp. 215-216，2010. 10
 - 18) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編，2012. 3
 - 19) 国土交通省国土技術政策総合研究所他：道路橋床版の疲労耐久性評価に関する研究，国土技術政策総合研究所資料第 472 号，2008. 8
 - 20) 土木学会：2012 制定コンクリート標準示方書【設計編】，pp. 213-217，2008. 3
 - 21) 財団法人高速道路調査会：プレストレストコンクリート部材の設計法に関する調査研究報告書（その2），1985. 3
 - 22) 遠藤達雄，松石正典，光永公一，小林角市，高橋清文：「Rain Flow Method」の提案とその応用，九州工業大学研究報告（工学）No. 28，pp. 22-29，1974. 3
 - 23) 谷口秀明，平喜彦，室田敬，大城壮司：低弾性高じん性セメント系複合体を用いた PC 桁床版連結工法，コンクリート工学，Vol. 49, No. 4, pp. 22-29，2011. 4
 - 24) 谷口秀明：テストハンマーによる構造体コンクリートの強度推定法に関する研究，筑波大学学位論文，2007. 3
 - 25) 東日本高速道路株式会社・中日本高速道路株式会社・西日本高速道路株式会社：コンクリート施工管理要領，2006. 4
 - 26) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針案（案），2007. 3
 - 27) 土木学会：2007 制定コンクリート標準示方書【施工編】，2008. 3

- 28) 谷口秀明, 三上浩, 浅井洋, 樋口正典, 藤田学: 高じん性コンクリートの開発—ビニロン繊維補強コンクリートの基礎物性—, 三井住友建設技術研究所報告, 第6号, pp. 73-82, 2008. 11
- 29) 谷口秀明, 樋口正典, 藤田学, 河野広隆: 施工者によるレディーミクストコンクリートの品質評価, コンクリート工学, Vol. 48, No. 2, pp. 15-23, 2010. 2
- 30) 土木学会: 複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針(案), 資料V-2 プレミックス材料を用いた打込みHPFRCCの製造方法および基礎特性, 資料編, pp. 129-135, 2007. 3
- 31) 土木学会: 2007 制定コンクリート標準示方書【設計編】, 2008. 3
- 32) 三上浩, 岸徳光, 栗原祐介, 竹本伸一: せん断破壊型軽量コンクリート製RC梁の耐衝撃性に及ぼすPVA短繊維混入率の影響, 構造工学論文集, Vol. 52A, pp. 1237-1248, 2006. 3
- 33) 玉置一清, 新井英雄, 板井栄次, 山崎淳: 非線形解析プログラムの外ケーブル構造の適用と今後の標準化について, 第5回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 309-314, 1995. 10
- 34) 社団法人日本コンクリート工学協会: コンクリートのひび割れ調査, 補修, 補強指針-2003-, pp. 61, 2003. 6
- 35) 篠崎裕生, 浅井洋, 三加崇, 平喜彦: ビニロン短繊維を混入した低弾性モルタル部材の疲労特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 34, No. 2, pp. 1255-1260, 2012. 7
- 36) 趙力采, 小林一輔: 鋼繊維補強コンクリートの引張強度試験方法に関する研究, コンクリート工学, Vol. 17, No. 9, pp. 87-95, 1979. 9
- 37) 谷口秀明, 樋口正典, 藤田学: 高強度コンクリートの表面仕上げと養生の方法に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 28, No. 1, pp. 1355-1660, 2006. 7

第3章 U型コア断面を有するプレキャストセグメントを用いた 上部工建設の合理化に関する研究¹⁾²⁾

3.1 PC 連続箱桁橋施工の現状と課題

我が国の都市内高架橋建設において、中規模支間（支間長 30m～50m 程度）の高架橋には PC 連続箱桁橋が多く採用されている。従来からこの種の橋梁の建設には、支保工施工が多く採用されているが、近年では施工の省力化、構造の合理化や工程の短縮などを目的として、PC 箱桁橋を対象としたスパンバイスパン架設によるプレキャストセグメント工法に関する研究が進められ、その採用が多くなっている。既往の技術の現状と課題は以下の通りである。

①支保工施工

支保工により支持された型枠に、現場打ちコンクリートを打設して主桁を構築する最も汎用的な工法である（写真 3-1-1）。この工法は、コスト的には優位性があるが、スパンバイスパン架設工法に比べると施工速度が遅く、急速施工には適さない工法である。特に、都市内高架橋工事においては工程短縮が求められる場合が多く、一度にかなりの部分を同時に施工する必要があり、品質管理、安全管理上のリスクも大きい。また、支保工などを含む建設資材用トラックなどの運搬密度が大きくなる。したがって、環境負荷や周辺交通への安全性リスクなどの課題も残る。



写真 3-1-1 支保工施工

②スパンバイスパン架設によるプレキャストセグメント工法

重信川橋に始まった本格的なプレキャストセグメントは、ショートラインマッチキャスト工法によるスパンバイスパン架設（写真3-1-2）の導入により、その採用が増え様々な架橋条件で実施されるようになった。従来高架橋の建設に最も一般的に採用されてきた支保工施工は、標準的な約10m幅員で1径間あたり約60日の施工日数を要する³⁾のに対し、スパンバイスパン架設では約10日で架設⁴⁾できることから、スパンバイスパン架設工法は急速施工の観点で優れた工法であると評価されている。



写真 3-1-2 スパンバイスパン架設工法

その一方でこれらのプレキャストセグメント橋では一般に、型枠設備や架設機器などの機械設備やセグメントの製作・ストックのためのヤードが必要となるため、初期の設備投資が大がかりとなる。このためこの工法は、ある程度施工延長の長い架橋条件であるとともに、架橋地点近郊に用地が確保できる場合に限定して採用されてきた。都市内や住居地域等に近接する場所でプレキャストセグメント工法を適用する場合、建設に必要な製作やストックに必要なヤードを近隣に確保することが難しい場合が多い。したがって架橋地点と離れた所、例えばPC工場などでセグメントを製作し、架橋地点まで一般公道を運搬することになる。一般公道を運搬するためにはセグメントの重量、幅、長さ、高さに制約を受けるため、適合するセグメントの形状を選定する必要がある。

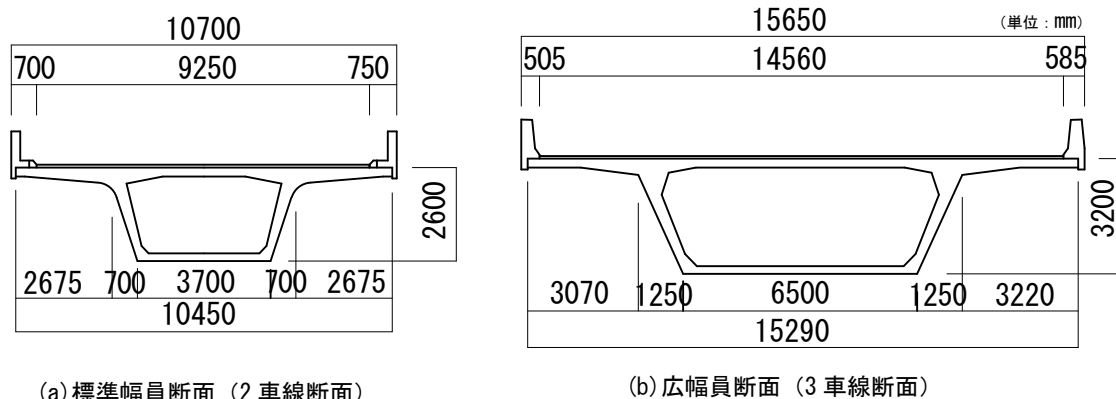


図 3-1-1 既往のプレキャストセグメントの主桁断面⁵⁾

既往の実績によると従来のプレキャストセグメントでは、セグメント1個あたりの重量は約50トン～80トンであり(図3-1-1)、これらはいずれも架橋地点近郊で製作、運搬および架設されたセグメント橋である、一方、架橋地点から離れたコンクリート工場でセグメントを製作し、運搬するためには一般公道を使用するため運搬規制上セグメント重量を30トン以下に抑える必要があるが、全断面をプレキャストセグメントとした場合には重量が大幅に超過する。このため従来のセグメントに対して、セグメントを短くする、あるいは主桁断面を分割してU型のコアセグメント部とあと施工部とに分ける(図3-1-2)ことでセグメントの軽量化を図ることができる。このうち前者はセグメント数が増加し、製作、運搬、架設いずれに対しても不利となる。一方後者では主桁断面のうち、セグメントを架設し構造系が自立するだけの最小限の断面をコア断面として先行架設し、これを利用してその他の部位をあと施工することで、主桁断面の軽量化が図れ、これにより架設ガーダーの軽減が可能となる。

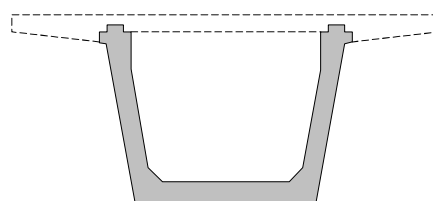


図 3-1-2 U型コア断面の概念図

図3-1-1 (b)は第二名神高速道路における同種橋梁の主桁断面を示している。ここでは、桁高3.2m、全幅15.29mの橋主桁断面に対して、断面積比で上床版57%、ウェブ26%、下床版17%となり、上床版が断面の半分以上、張出し床版のみでも全断面の23%を占めている。断面の軽量化を図り架設の合理化を図るためには、断面各部位の軽減が重要となるが、特に断面の半分以上を占める上床版の構造がセグメントの軽量化に最も影響を与えることがわかる。

本研究では、架設地点の条件により、

① 工場製U型プレキャストセグメント工法

現地でプレキャストセグメントの製作スペースおよびストックのためのヤードの確保が不可能な場合に有効な、公道での運搬可能な大きさに分割した工場製U型プレキャストセグメントをスパンバイスパン架設する工法

② U桁リフティング架設工法

現地でプレキャスト桁の製作スペースの確保が可能な場合に有効な、分割しない大型のU型プレキャストセグメントを一括でリフティング架設する工法

の2種類の工法を立案し、検討を行うものとする。

3.2 工場製U型プレキャストセグメント工法の開発

3.2.1 工場製U型プレキャストセグメント工法の開発目的および概要

ここで提案する工場製U型プレキャストセグメント工法（写真3-2-1）は、現地でプレキャストセグメントの製作スペースおよびストックするためのヤードの確保が不可能な場合を対象とした架設費の低減を目的とする。セグメントを架橋地点から離れたPC工場等で製作し、その重量を一般公道で運搬可能な30トン以下に抑えて低床トレーラで架橋現場に運搬する工法である。その大きな特徴は、第二東名神等の都市内高架橋で多く採用されている3車線（幅員15m程

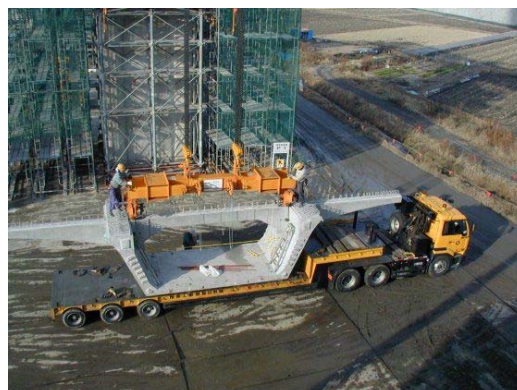


写真 3-2-1 工場製U型プレキャストセグメント

度の幅員でセグメントの軽量化を図るために、主桁の断面形状を工夫したことにあ
る。すなわち、ウェブおよび下床版で構成されるU型の主桁に上床版の ribs を有した開断面のプレキャストセグメントを最初に架設し、その後で上床版を現場打ちする（図3-2-1、図3-2-2）。本方法により、張り出し床版を長くすることができ、小さなコア断面で広幅員を支持することが可能となり、製作するセグメントの数、運搬回数、架設重量を低減することができ、架設費用の中

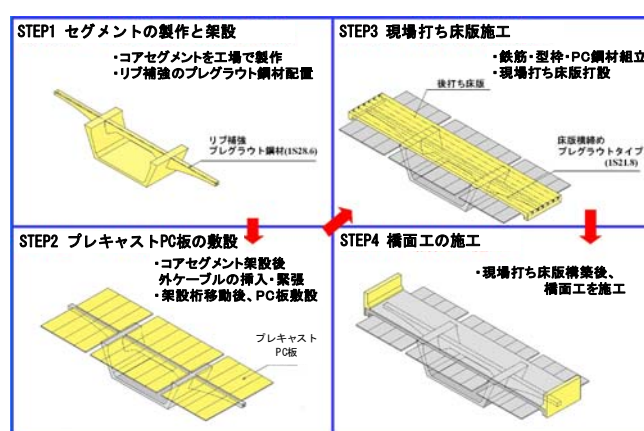


図 3-2-1 施工要領図

で大きな割合を占める架設ガーダーの軽量化を図れることから、都市内高架橋建設の大幅なコスト削減が期待できる。このような断面を持つプレキャストセグメントのスパンバイスパン工法は初めてであり、設計手法を提案し、設計の妥当性を検証するために実物大の供試体による載荷試験を行う。コアセグメントを架設した後に施工する上床版はPC合成床版構造とし、セグメントの水平リブ間にプレキャストPC板を敷設し、これを床版施工に必要な型枠支保工として利用している。すなわち床版に配置した水平リブは、張り出し床版長を大きくするとともに張り出し床版および中間床版に配置するプレキャストPC板の支持部材としての役割、および後述するU型コア断面の変形防止に対しても有効となっている。なお主方向のプレストレスは、コアセグメント架設時の1次プレストレスと、上床版施工後の2次プレストレスに分けて導入する。すべてのPC鋼材をコンクリート断面外に配置する全外ケーブル方式を採用し、支間長36mとした場合、使用PC鋼材として19S15.2を12本配置し、このうち1次鋼材として8本緊張してセグメントの自立を図り、上床版荷重にも抵抗することができる。

3.2.2 断面選定コンセプト

本研究では、上床版を後施工とするプレキャストセグメントコア断面として、従来の1室箱桁セグメント構造に対して、第1案箱型コア断面+リブ、第2案U型コア断面+リブの2案について、経済性、施工性および構造的に着目し、比較を行った。ここで上床版構造は、対象橋梁が広幅員で

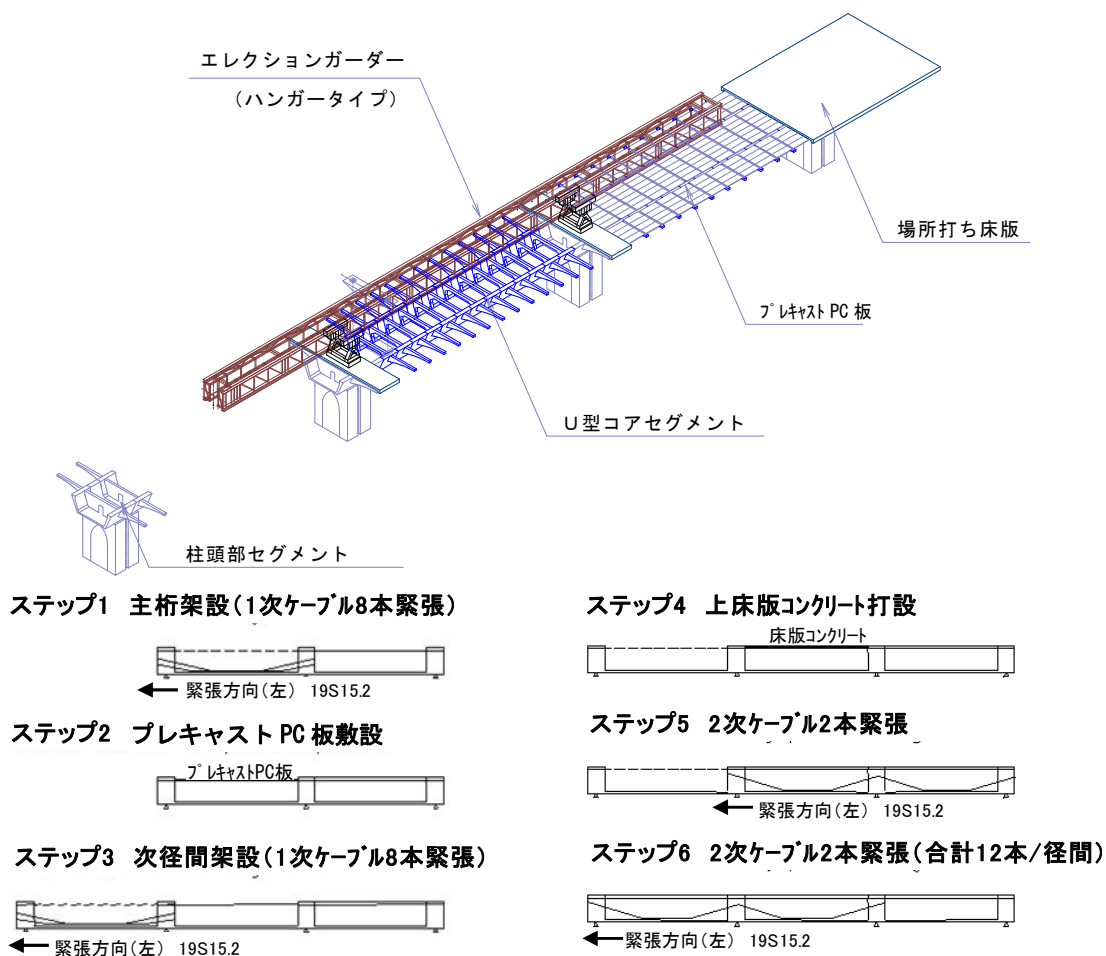


図 3-2-2 架設方法の概要図およびステップ図

表 3-2-1 断面形状の比較

(単位: mm)

	基本構造 全断面セグメント	第1案 箱形コア断面+張出床版リブ	第2案 U型コア断面+リブ
セグメント	セグメント長 1.4m 	セグメント長 1.9m 	セグメント長 2.6m
構造諸元	(支間長L=35.0) ・全断面積 : 6.860m ² (1.00) ・セグメント数 : 32個/支間 ・P C鋼材 : 146kN/支間 (19S15.2*12本)	(支間長L=35.0) ・コア断面積 : 4.976m ² (0.73) ・セグメント数 : 20個/支間 ・P C鋼材 : 146kN/支間 (19S15.2*12本)	(支間長L=35.0) ・コア断面積 : 2.942m ² (0.43) ・セグメント数 : 15個/支間 ・P C鋼材 : 146kN/支間 (19S15.2*12本)
特徴	・従来の全断面セグメント構造 ・セグメント長が短く、セグメント数が多い ・製作・運搬・架設に対して不利	・閉断面のためねじり剛性大きい ・床版横締にカップリングが必要	・セグメント数が少なく、施工の省力化が可能 ・床版横締にカップリングが不要 ・床版鉄筋の連続化が図られる ・U断面でのねじり剛性が小さい

あることからリブ付き床版構造として張出し床版を長くとり、下床版幅を抑えて断面の軽量化を図っている。表3-2-1にセグメント重量を30トンとしたときの比較検討結果を示す。両案とも全断面セグメント構造と比較して、セグメントの軽量化、セグメント数の減少が可能となっているが、

U型コアは箱型コアに対してセグメント長を大きくとれ、セグメント数を約25%低減できる。上床版を一体施工することで、上床版鉄筋の連続化が図れる。

また、第2案および第3案は、あと施工となる上床版重量をコア断面で抵抗することになるが、コア断面に効果的にプレストレスを与えることができるため、本構造では従来の全断面形状をプレキャスト化した場合とPC鋼材量にほとんど差異がなかった。以上より主桁形状として、U型コアセグメントを有するリブ付き構造を最終的に採用した、最終構造に関する施工要領図を図3-2-2に示す。

3.2.3 工場製U型プレキャストセグメント工法の基本構造と検討課題

(1) 基本構造

施工の省力化の観点から柱頭部も含め、PC 工場では製作が容易な 60N/mm^2 のコンクリートを用いてすべての主桁をプレキャスト化する。標準断面における構成図を図 3-2-3 に、柱頭部セグメントの構成図を、図 3-2-4 に示す。主桁標準セグメントはU型の主桁に横方向に貫通する水平リブを有する形状を有する。柱頭部セグメントは、全外ケーブル(19S15.2)の定着部となることから、厚さ 270cm の横桁が必要となる。この横桁部を全てプレキャスト化すると過大な重量になり、公道上の運搬に支障をきたすことから、横桁の周囲のみをプレキャスト部材とした 3 セグメントからなる構造とした。したがって、横桁内部は配筋後、現場打ちコンクリート (36N/mm^2) を充填する構造とした。

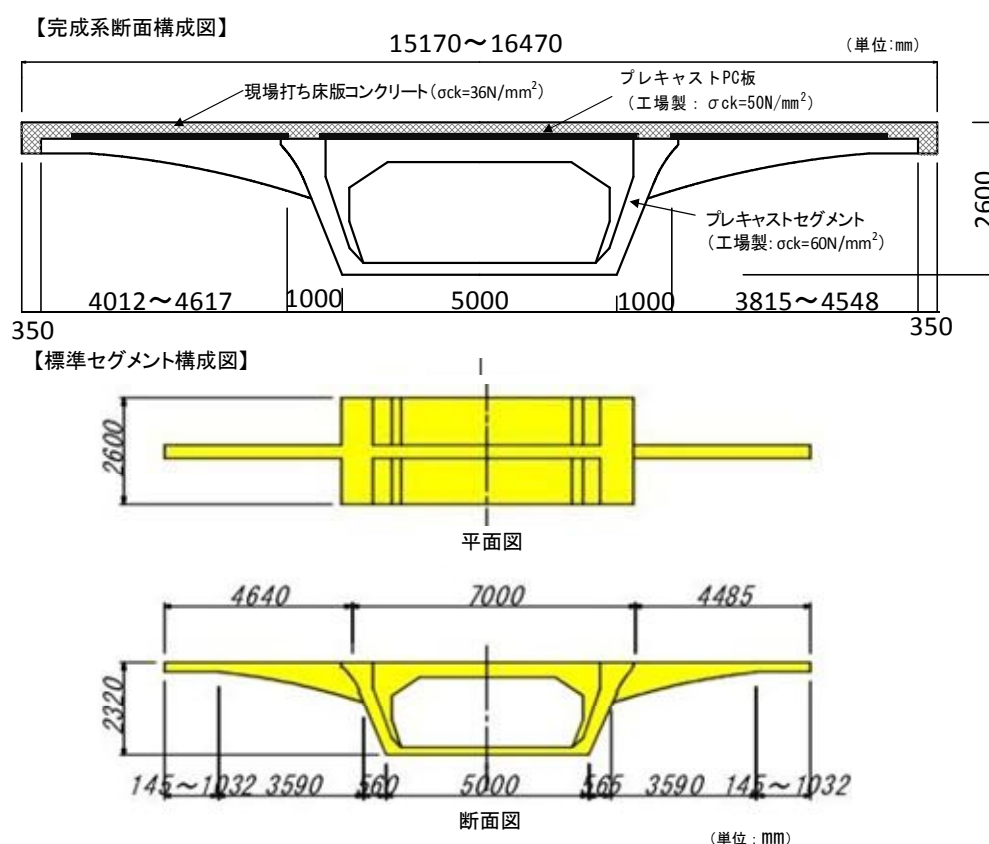


図 3-2-3 標準断面における構成図

【柱頭部セグメント構成図（3セグメントで構成）】

現場打ちコンクリート

(単位: mm)

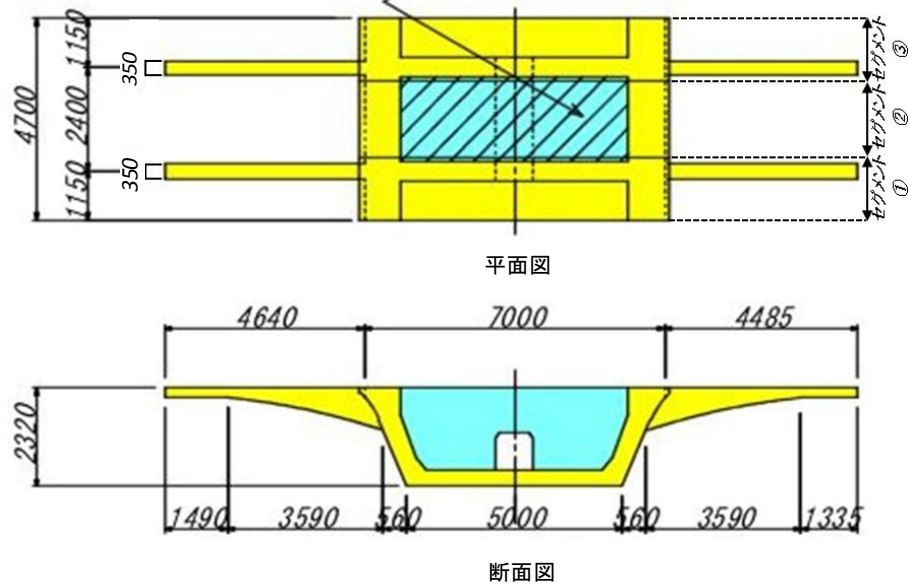


図 3-2-4 柱頭部セグメント形状図

(2) 検討課題

リブ付き開断面のコアセグメントは前例が無く適用に際して十分な構造検討が必要である。そこでリブ付きU型コアセグメントの構造について、以下の項目に着目して検討を行う。U型コアセグメントは上床版が構築され箱桁断面が形成されるまでは主桁が開断面構造であり、特に架設時に対しては下記を踏まえた検討が必要となる。

- ①上床版がないため、正の曲げもモーメントに抵抗する圧縮フランジ幅が狭い。
- ②断面剛性が小さく、製作、架設時の変形が箱桁断面に比べて大きい。
- ③開断面であるためねじり剛性が小さい。自動車専用道路の本線として一般的な平面曲率 $R=700m$ 程度にも対応が必要。また、完成系においては、全外ケーブル構造であるため、曲げ耐力が確保されていることを確認する必要がある。

3.2.4 リブ付きU型コアセグメント構造の検討

(1) 架設系の検討

a) 架設時最大曲げ圧縮応力度

U型断面では上床版が無く正の曲げに対する圧縮フランジ幅が狭いため上床版施工時に支間中央部のウェブ上縁に高い圧縮応力度が作用することが考えられる。また、開断面特有のねじり等による応力度の付加も予想される。そこで、最初に実施する曲げモーメントに対する検討においては、曲げ以外で発生する付加応力に対して余裕を持たせておく必要がある。したがって、平面骨組解析によって求めた応力度に対しては、道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編⁶⁾による架設時における許容応力度の25%割増しを行わず、許容圧縮応力度を $18N/mm^2$ とした(設計基準強度 $60N/mm^2$)。この結果、平面骨組解析の設計におけるウェブ上縁最大圧縮応力度は架設完了時で $17.5N/mm^2$ であることが確認できた(図3-2-5)。これは、コンクリート標準示方書⁷⁾における圧縮応力度の制限値($0.4f'_{ck}=24 N/mm^2$)以下でもある。

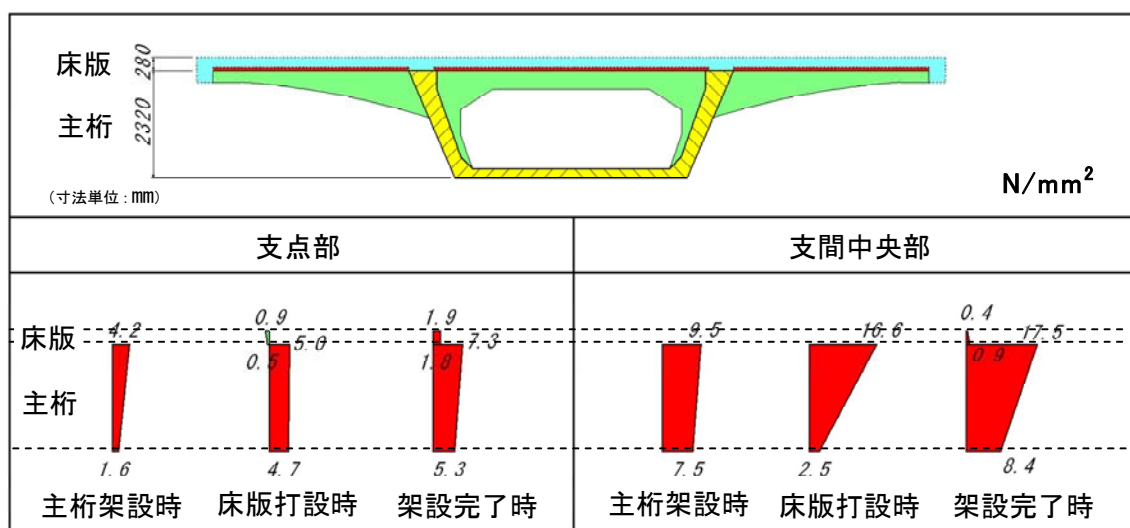


図 3-2-5 架設時の主桁応力度の推移（平面骨組み解析による）

b) 水平リブによる断面の横方向変形抑制効果⁸⁾

図3-2-6は異なる3種類の主桁形式、

ケース1：U型コア ， ケース2：U型コア+水平リブ ， ケース3：箱型コア

に対して単径間3次元FEMモデル（支間1/4モデル）に主桁自重およびプレストレス（19S15.2 8本）を作用させた場合の、支間中央部の主桁の変形図とウェブの水平移動量を示す。これによると水平リブがない場合、開断面では主桁の鉛直変形に伴い断面が開く（あるいは閉じる）変形が生じる。一方セグメント中央に水平リブを設置した場合にはこの変形および応力は抑えられ、箱桁断面と大差のない変形となる。よって水平リブは、開断面特有のウェブの水平変位を効果的に抑制することが確認できる。以上により検討課題②に対して、水平リブの設置により主桁断面の横方向変形を大幅に改善できることが明らかとなった。

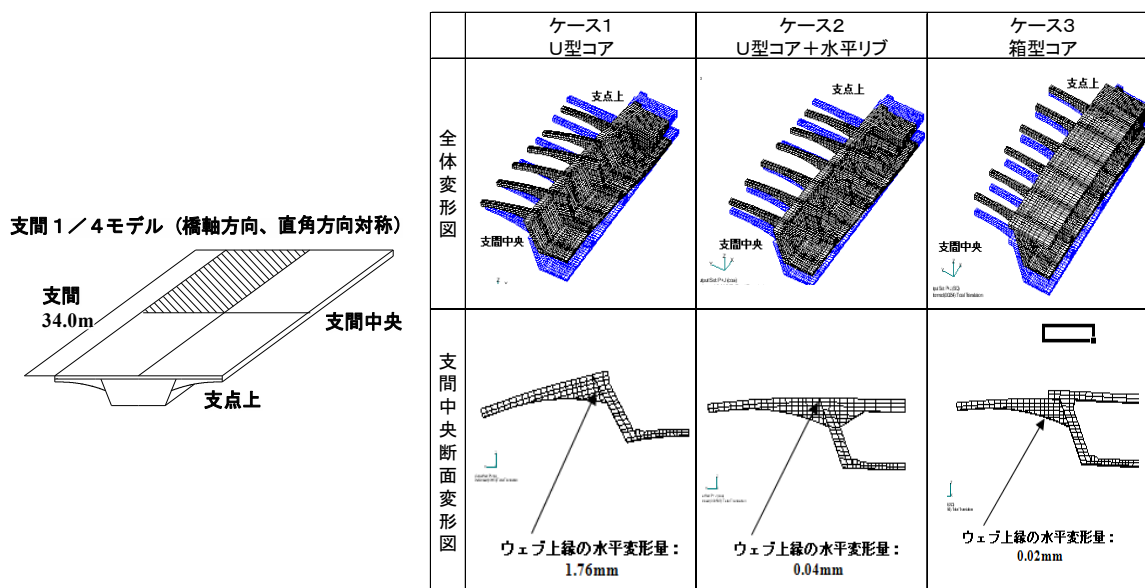


図 3-2-6 各主桁断面の横方向変形図および変形量

c) ねじり特性

一般の箱桁構造のような閉断面では、ねじり中心が断面図心にほぼ一致しているが、U型断面では断面図心とねじり中心とが大きく異なる。部材厚さが変化する斜めウェブを有する本構造においては、理論式や公式によりねじり中心を正確に求めることは困難であるため、3次元FEM解析を用いて以下の手順により求めた。

- ①開断面の片持ち梁解析モデルを作成
- ②先端に偶力を作用させて桁を回転変形させる。
- ③複数断面（ここでは4断面）の変形後の各点の座標を抽出。
- ④変形前の座標と比較。

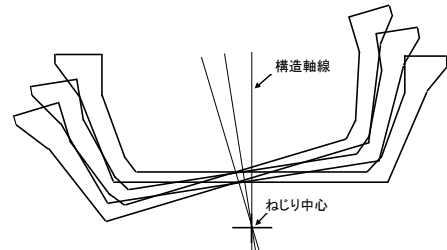


図 3-2-7 構造軸線とねじり中心

解析の結果、この変形は、ねじり中心を中心とした回転変形となった。各断面の変形後の図を重ね合わせると、各断面とも傾いた構造軸線がほぼ同一の点で交わる（図 3-2-7）。この点がねじり中心と考えられる。

本構造の標準断面の場合、コア断面図心は下床版下縁上方880mmの位置にあるが、ねじり中心の平均値は下床版下方803mmの位置となった。

外ケーブル構造の曲線桁では外ケーブル偏向位置に、プレストレスにより鉛直分力が生じるとともに平面曲率R中心方向に水平腹圧力が生じ、これによるねじりモーメントが発生する。図3-2-8に示す通り、U型断面と箱桁断面ではこのねじりモーメントおよびねじり変形は、それぞれ逆向きに発生することになる。図3-2-9は本構造における外ケーブルによる水平力による主桁ねじり変形について、 $R=700m$ としてU形断面と箱形断面とを比較したものである。水平力は下床版の偏向部位置に外ケーブル水平分力を与えた、ねじり変形は、箱桁断面はR外側(正負号)へ、U形断面ではR内側(負符号)に回転する。U形断面は、箱桁断面に比べるとねじり剛性が小さいため、ねじり変形量は大きくなる。解析の結果、その量は回転角0.03度（15m幅員で $\pm 3.9mm$ の回転に相当）程度であり、セグメント製作時の調整で対応可能なレベルであることから、実施工の施工プロセスとして支障はないと評価した。

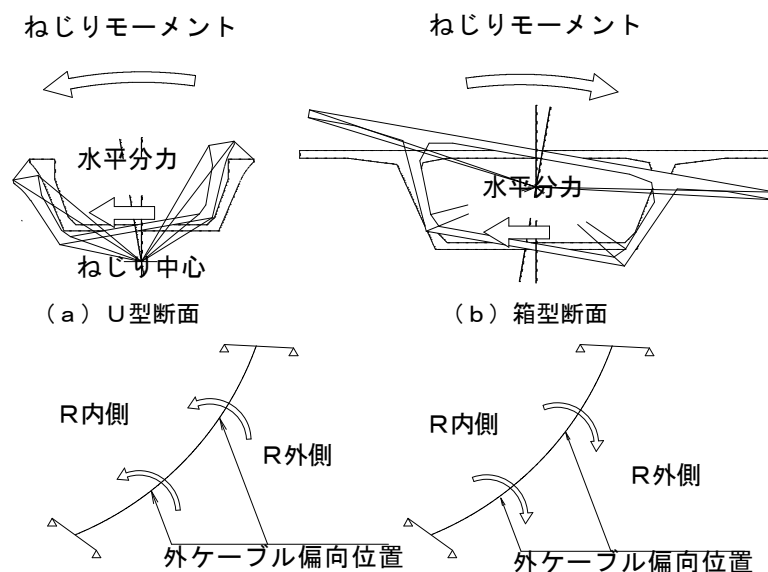


図 3-2-8 外ケーブル面外水平分力に対するねじり

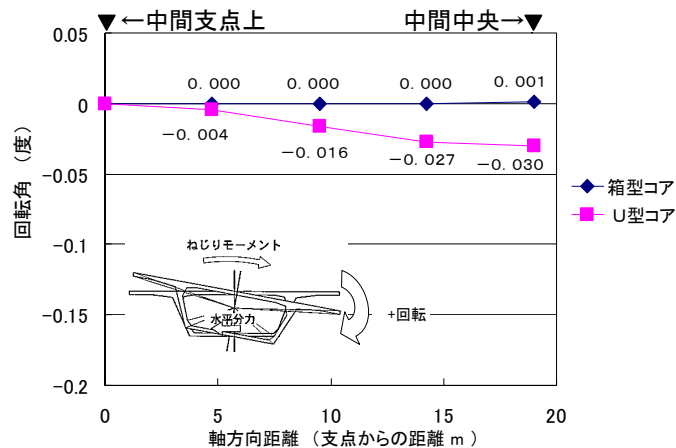


図 3-2-9 U 形断面と箱形断面のねじり変形の比較

d) そり拘束応力度

開断面である U 型コアではねじり変形に伴い橋軸方向に発生するそり拘束応力 (図 3-2-10) が、閉断面と比較して大きくなることが報告されている¹⁰⁾。本構造は、構造系完成以降は上床版と一体の箱桁構造となるが、構造系が完成するまでは開断面構造である。さらに本研究では、一般に自動車専用道路等の高架橋は平面曲率 700m 程度を有していることが多いことから、ねじり変形に伴うそり拘束応力度を設計で考慮する必要があると考えた。床版施工時には、コンクリートの打設がある程度片側のみ先行して施工されることが考えられる。このためこれにより生じるねじりモーメントおよびそり拘束応力度を考慮する。架設時における最大ねじりモーメントおよびそり拘束応力度の算出は、図 3-2-11 に示すように 1 支間モデルの 3 次元線形 FEM モデルに対して、スパン方向に 4 分割、直角方向に 2 分割し、スパン方向 9.5m 区間が偏載荷する厳しい状態を想定して、ステップ 0~5 の順に載荷した。

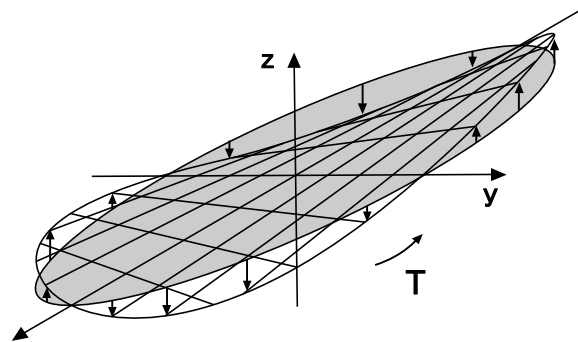


図 3-2-10 ねじりによるそり変形の概念図⁹⁾

検討の結果、床版コンクリートを偏載させた場合、図 3-2-12 に示すように各ステップ毎で断面左右の軸方向応力度に最大で $\pm 2.0 \text{ N/mm}^2$ の差 (ステップ 4 ウェブ上縁) が、床版荷重全載時で $\pm 0.8 \text{ N/mm}^2$ の差が生じた。設計では平面骨組解析による許容応力度を 18 N/mm^2 に抑えたが、そり拘束応力度の付加を考慮した応力度は 20 N/mm^2 程度であり、コンクリート標準示方書における制限値 (24.0 N/mm^2) および架設時の割増しを考慮した道路橋示方書における圧縮応力度の制限値 ($18 \times 1.25 = 22.5 \text{ N/mm}^2$) を満足する構造であることがわかった。

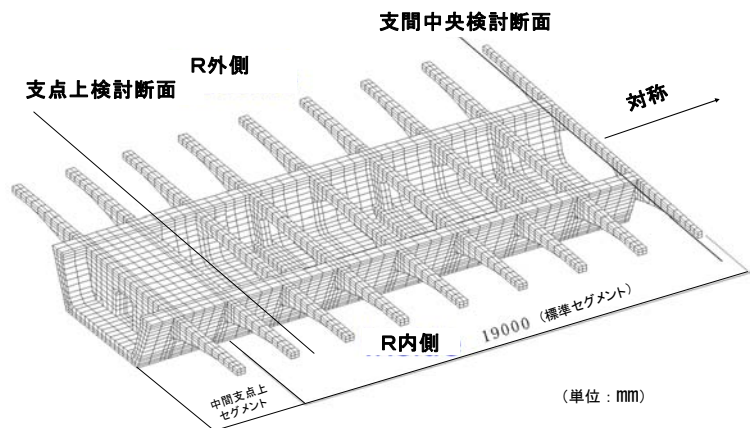


図 3-2-11 立体 FEM によるねじり解析モデル (1/2 モデル)

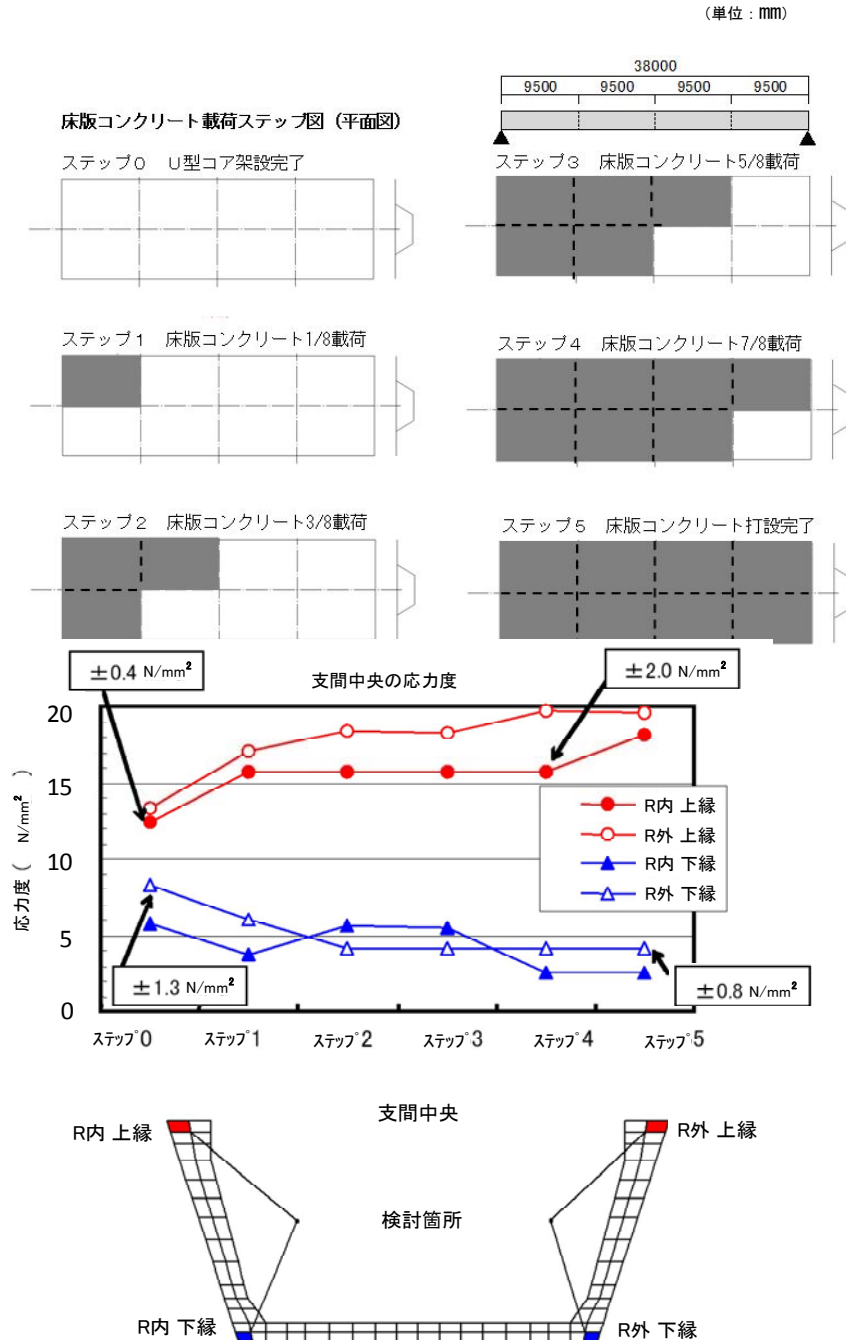


図 3-2-12 荷重載荷方法およびそり拘束応力度を考慮した主桁応力度

(2) 完成系の検討

a) 設計荷重時の応力度

床版を現場打ちコンクリートで後施工する本構造の完成系の設計は、基本的にはPC コンポ橋等と同様な合成桁の設計手法を用いることができる。図 3-2-13 に PC 鋼材配置図を示す。本構造においても、材例、材質の異なる主桁と現場打ち床版間の二次的な内部応力は、クリープ・乾燥収縮による応力の再分配の計算法 (Mattock の方法)¹⁰⁾に基づいて算出を行う。図 3-2-14 に完成系における主要断面の応力度を示す。現場打ち床版を有する本構造の主桁応力度の引張応力に対する制限値は、設計荷重時において現場打ち床版上縁はひび割れ発生限界、セグメント下縁の接合部でフルプレストレスとした。

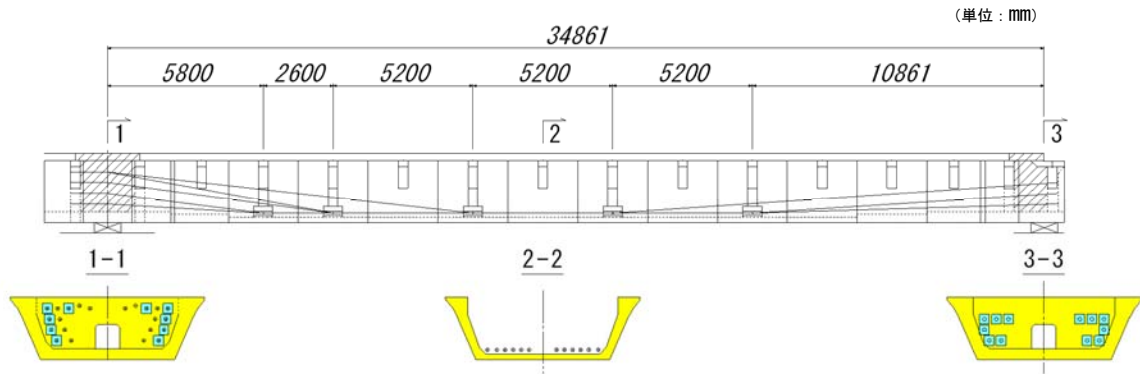


図 3-2-13 P C 鋼材 (19S15. 2) の配置

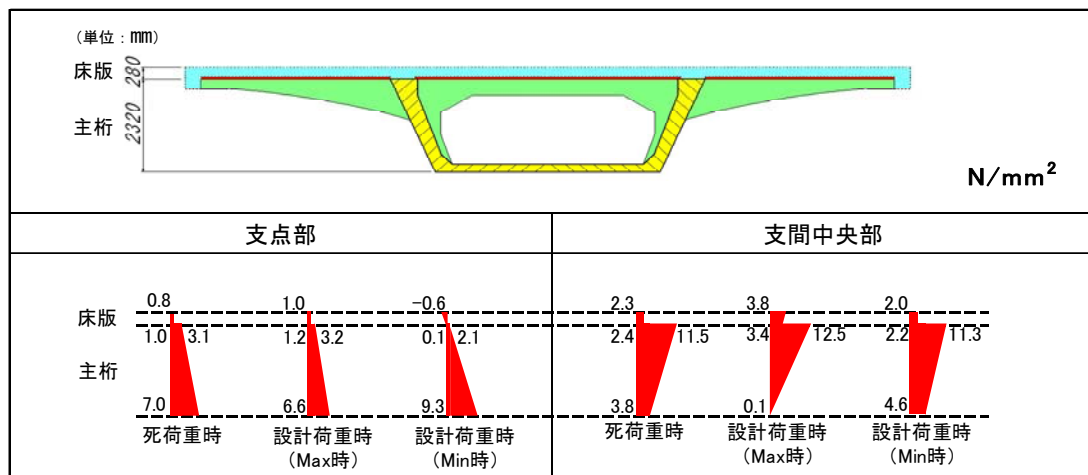


図 3-2-14 完成系の応力度

b) 終局荷重時の検討

本構造は、後打ち床版部で鉄筋の連続化が図られているものの、全外ケーブル構造のプレキャストセグメント橋である。そこでファイバーモデルによる非線形解析¹¹⁾を実施し終局耐力の確認を行った。荷重の載荷は $\gamma_i \times$ 設計荷重について荷重係数 γ_i を逐次増加させ、コンクリートが終局ひずみ ($\epsilon_{cu}=2500\mu$) に達するまで載荷をくり返した。活荷重の載荷方法は中央径間部に着目したケース 1 と側径間部に着目したケース 2 の 2 ケースについて行った (図 3-2-15)。

解析結果を図 3-2-16 に示す。ケース 1 とケース 2 のいずれの場合も、コンクリートが終局ひずみに達した時の荷重係数 γ_i は 2.963 と 2.702 となり、道路橋示方書における終局時の荷重係数 $\gamma_i=1.7$ 、コンクリート標準示方書における設計限界値に関する部材係数 $\gamma_b=1.3$ をいずれも上回っており、終局荷重に対して、道路橋として使用する橋梁に求められる耐力を有していることが確認された。また、外ケーブルの張力増加量はケース 1 で 345N/mm^2 、ケース 2 で 337N/mm^2 であった。よって非線形解析を行わず、通常の曲げ理論で断面耐力を計算する場合においては、少なくとも 300N/mm^2 の外ケーブル張力増加量を見込めることが明らかとなった。

材の配置角度)における $\mu=0.26$ 相当であり,コンクリート標準示方書における $\mu=0.45$,道路橋示方書における $\mu=0.3$ 以下となることが確認できた.台形接合キーは余力であり,架設時のせん断に対して高い安全性を有していることが確認できた.

b) 終局荷重時

終局荷重時は既に現場打ち床版が完成しており.完成系では,鉄筋が連続している現場打ち床版もせん断に抵抗できるため.通常の全断面のプレキャストセグメント工法と遜色ないせん断抵抗機能を有していると考えられる.

3.2.5 実物大供試体による施工プロセスの検証試験

(1) 目的と実験概要

本構造のような大きな張出床版を有するU型断面形状セグメントによる段階架設は過去に実績が無く,箱桁断面に比べて曲げ剛性,ねじり剛性ともに小さいため,設計で行った諸検討の妥当性および架設時の安全性を確認する目的で実物大の検証試験を行う.本実験における検証事項を図3-2-18に示す.

実橋は連続桁構造であるが,実物大供試体はその1径間をモデルとした単純桁構造とした.断面諸元および平面線形は一般の高速道路における実構造物を想定し,平面曲率 $R=700\text{m}$,最大横断勾配7.5%を再現する.セグメントは端横桁も含め17セグメントとし,外ケーブル19S15.2 \times 8本を配置・緊張して載荷試験を行う.

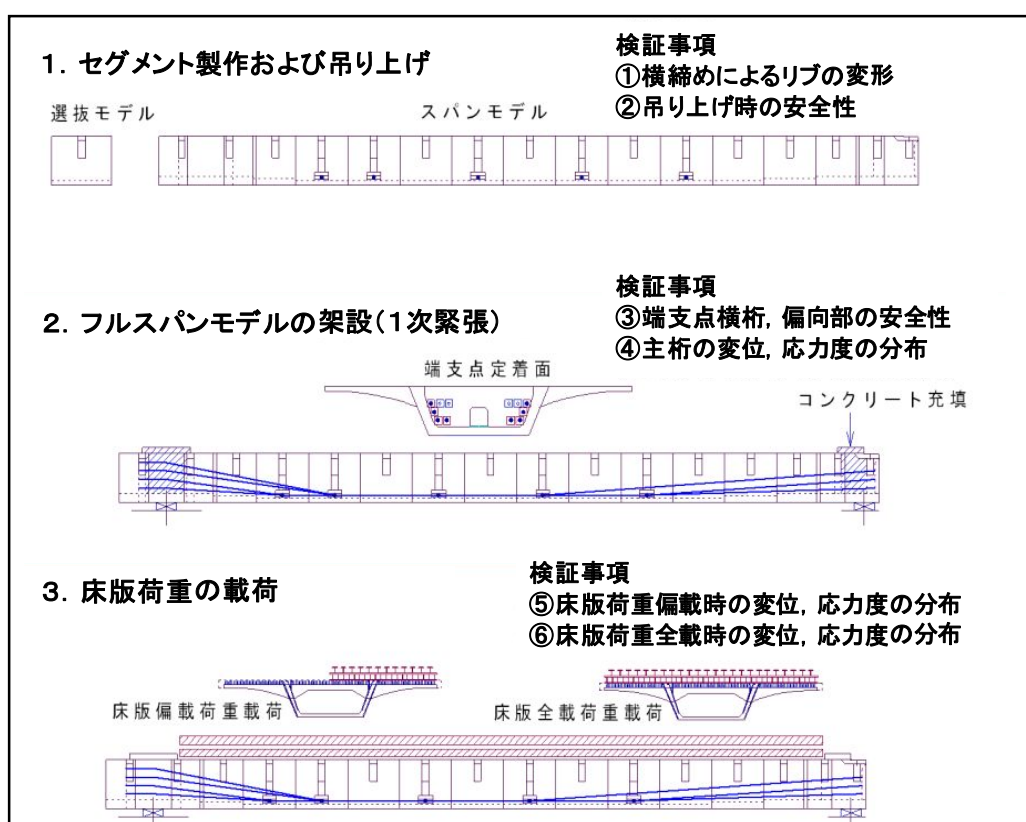


図 3-2-18 実物大検証試験による検証事項一覧

(2) セグメント単体の検証

a) プレキャストリブの変形

本構造の最大の特徴であるプレキャストリブは、架設時はセグメントの開き防止やPC板・上床版荷重を支える部位であり、図3-2-19のようにPC鋼材1S28.6mmを1本配置している。部材が先端で幅35cm、高さ25cmと小さく抑えていることから、僅かな施工誤差に起因する過大なリブの変形はPC板の敷設に支障をきたすことから、PC鋼材の配置誤差等によるプレストレス導入に伴う過大な変位が懸念される。よって図3-2-20に示すFEM解析と実物大供試体による計測を実施した。この結果、図3-2-21に示すように鉛直方向の変位は計算値7mmに対して実測値5.5mm、水平方向変位は0.5mmであり、計測された変位は実施工に支障のないレベルであり、ほぼ計算値通りに挙動することが確認された。

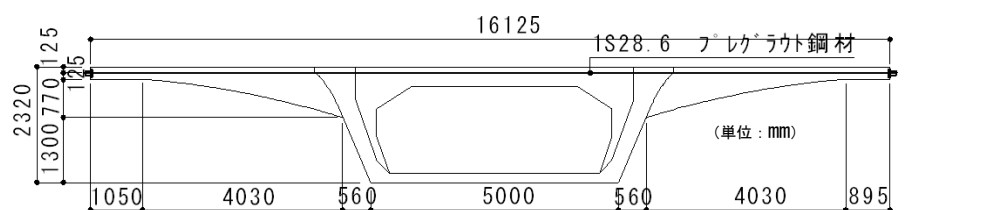


図3-2-19 リブの鋼材配置図

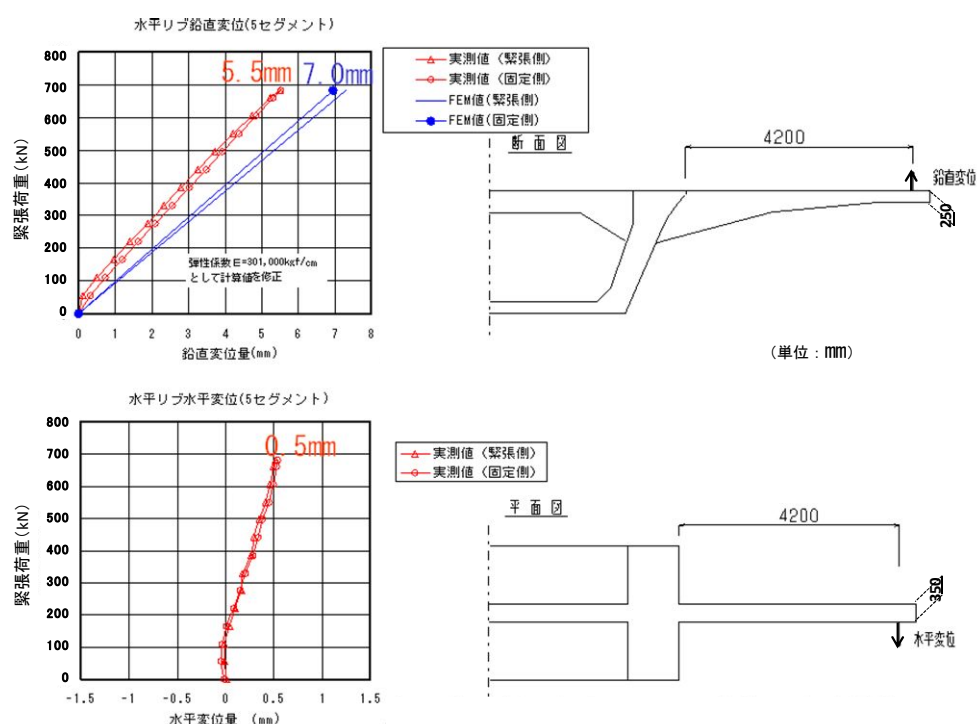


図3-2-20 リブ PC 鋼材緊張によるセグメントの変形解析結果

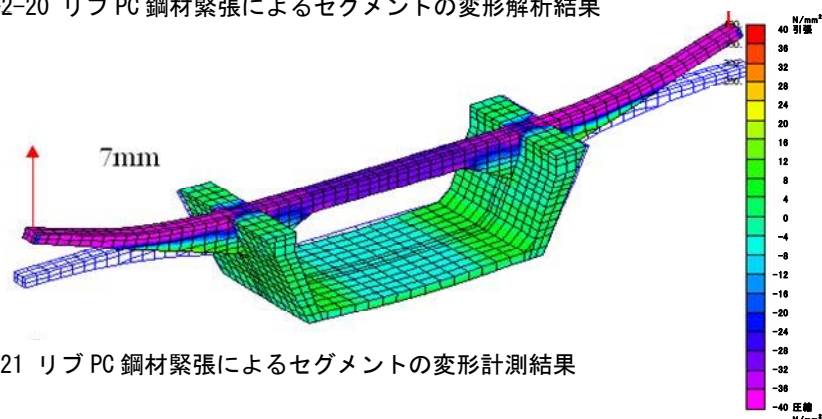


図3-2-21 リブ PC 鋼材緊張によるセグメントの変形計測結果

b) セグメント吊上げ時の検証

本セグメントは、全断面を有するセグメントに比べて、剛性が低く、写真 3-2-2 に示すようにセグメント吊上げ時の変形に伴うひび割れの発生が懸念された。特に下床版の橋軸直角方向は厚さ 200mm、支間 4.5m の RC 構造であり、コンクリートの設計引張強度の 3.5N/mm^2 （コンクリート強度 60N/mm^2 、部材寸法 20cm）に頼らざるをえない。そこで吊上げ時について FEM 解析と実物大供試体による計測および目視によるひび割れ観測を実施した。ショートラインマッチキャスト方式による製作では、セグメント吊上げはコンクリート若材齢で行われるため、吊上げ試験もこれを模して実施した。計測はセグメント供試体製作時に予め下床版の橋軸直角方向鉄筋にひずみ計を配置して行った。立体 FEM 解析による変形および応力を図 3-2-22、応力の計算値と実測値の比較を図 3-2-23 に示す。解析の結果、下床版下面に 0.8N/mm^2 の引張応力が発生する結果となった。この結果は、セグメント吊上げ時の計測においても最大 0.8N/mm^2 程度の引張であり、解析値と実測値はよく一致した。詳細な観察の結果、懸念されるひび割れは確認できず、施工プロセスとして許容できると評価した。



写真 3-2-2 セグメントの吊上げ

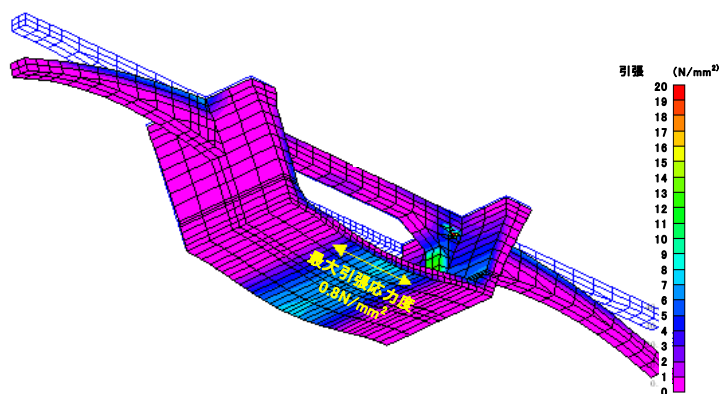


図 3-2-22 セグメントの吊上げ時の FEM 解析

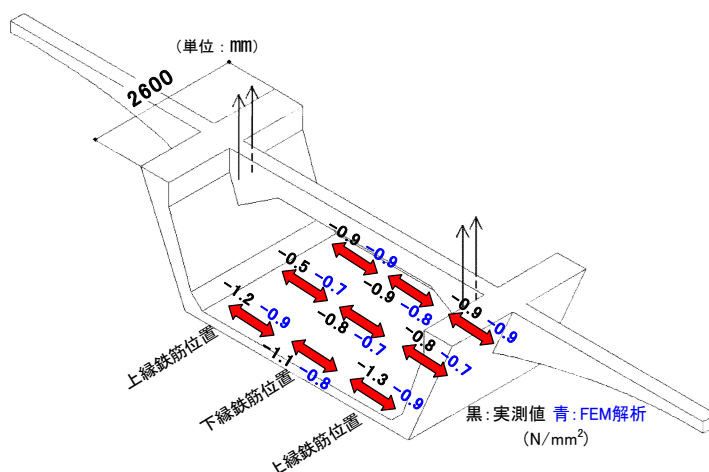


図 3-2-23 セグメントの吊上げ時の下床版引張応力の計測結果
(下床版下面)

(3) スパンモデルでの検証

a) 1次緊張時の偏向部、定着部の検証

1次緊張時のPC鋼材偏向部、定着部の検証を実施する。全外ケーブル構造である本構造では、PC鋼材の偏向部、定着部に大きな力が集中することになる（図3-2-24）。特に、剛性の小さいU形コア断面状態での1次緊張時は、設計・施工上とも注意が必要である。実物大模型試験では、最も応力状態の厳しい偏向部と端部横桁部にひずみゲージを配置し、実応力と設計でのFEM解析結果との比較を行った。1次緊張では、19S15.2を12本中8本（ $3500\text{kN} \times 8\text{本} = 28000\text{kN}$ ）緊張する。

1) 偏向部の検証

外ケーブルの偏向部は鉄筋コンクリート（RC）構造としている。最も大きな力の作用するD5偏向部の配筋を図3-2-25に示す。FEM解析では、偏向部上面で橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ 3.5N/mm^2 、 3.4N/mm^2 の引張応力が発生している（図3-2-26）。計測結果を図3-2-27に示す。実測による引張力とFEM解析結果がほぼ一致した。試験ではコンクリート標準示方書における寸法効果を考慮した設計引張強度（ 2.5N/mm^2 ：コンクリート強度 60N/mm^2 、部材寸法 60cm ）を越えている部位では最大 0.06mm の微細なひび割れが発生した。本部位に対してプレストレスの導入も検討したが、ひび割れ幅が耐久性への影響が少ないとされる 0.2mm （純かぶり $\times 0.005$ ）以内に収まっていること、追跡調査の結果ひび割れ幅の経時による進展が認められなかったこと、ひび割れが発生した偏向部の上縁は完成系で箱桁内となり外気や雨水に曝されることがないことから、偏向部はRC構造でも構造面、耐久性面で問題はないと判断した。

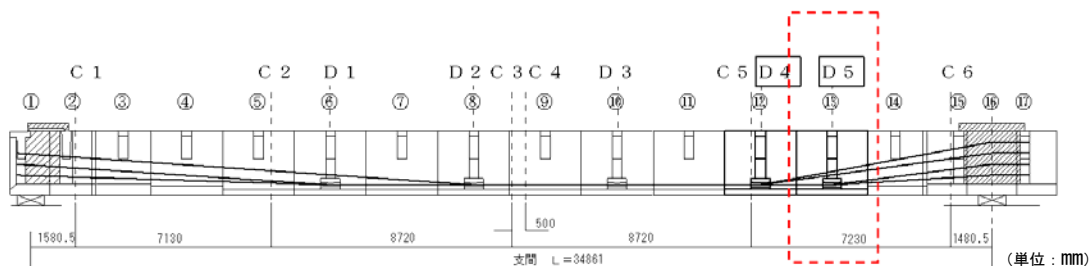


図 3-2-24 偏向部位置図

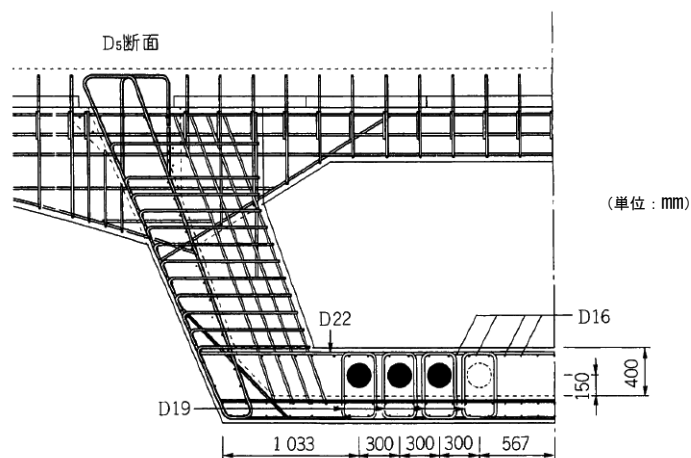


図 3-2-25 D5 偏向部の配筋図

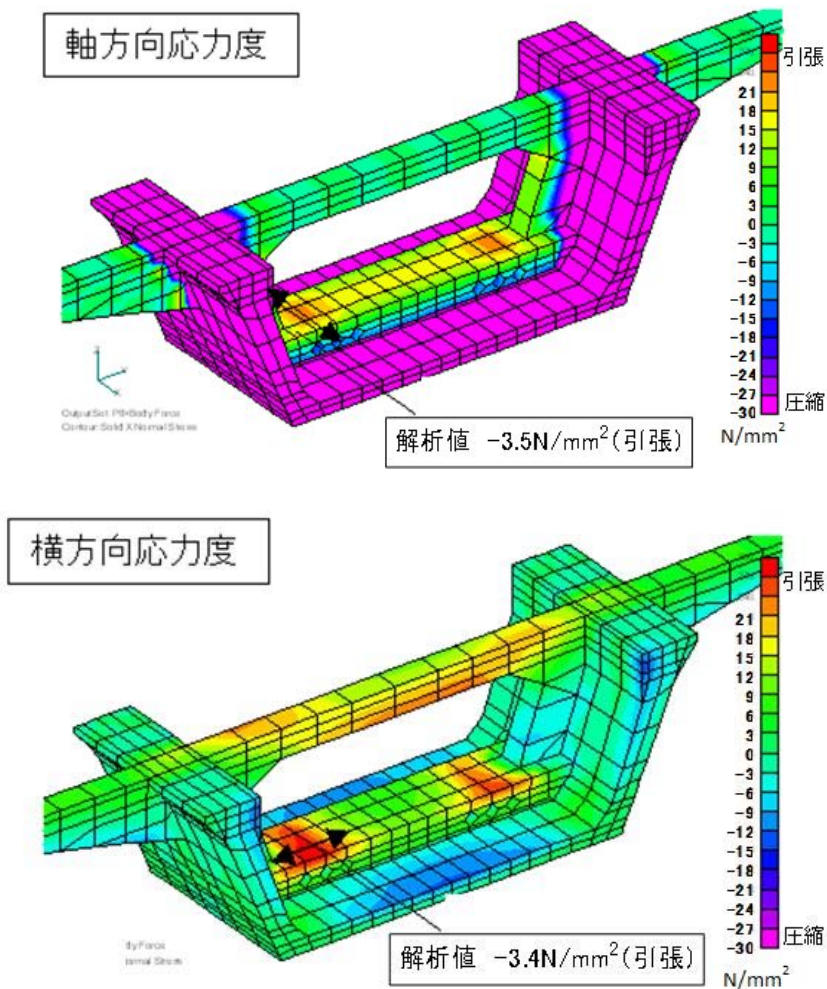


図 3-2-26 D5 偏向部の FEM 解析結果

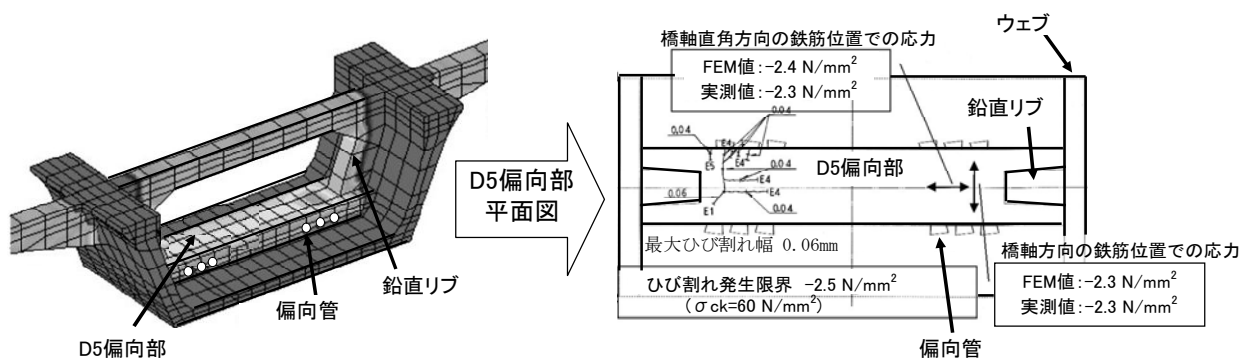
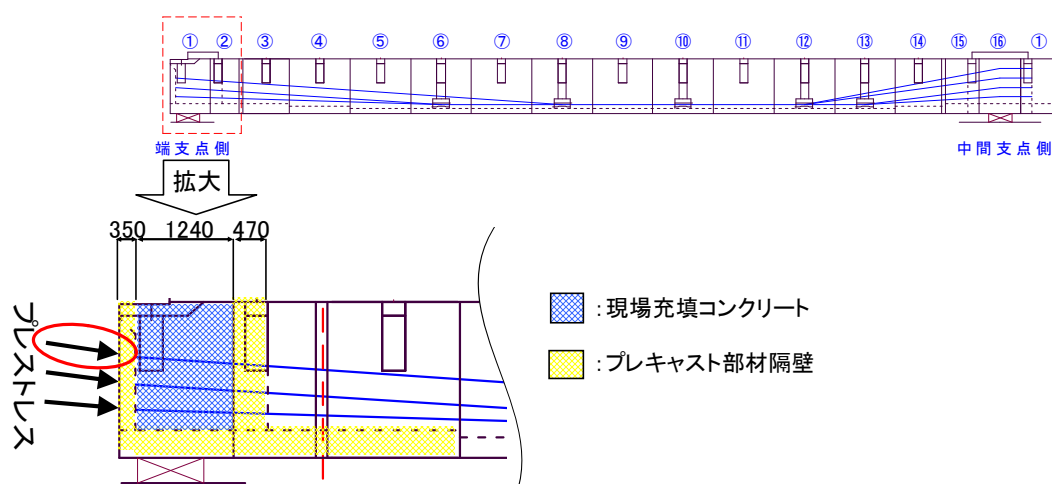


図 3-2-27 D5 偏向部の計測結果

2) 端支点横桁部の外ケーブル定着部の挙動

定着部では、定着面と反対側の面に大きな引張り応力が発生する。端横桁部も中間横桁と同様に、セグメントで形成された横桁の外周部の中に現場打ちコンクリートを充填する合成構造としている。端部横桁部の側面位置図を図3-2-28（上）に示す。U型セグメントを自立させる1次緊張時では、ここでも19S15.2を12本中8本（ $3500\text{kN} \times 8\text{本} = 28000\text{kN}$ ）緊張し、端支点横桁部で全て定着するため、大きな負荷のかかる部位となる。中間支点横桁も同量の定着を行うが、左右両面で定着するため側面図的には力がキャンセルされる構造であり、桁端部のみで定着する端部横桁のほうが構造的に大きな負荷がかかると考えられる。また、本部位はプレキャスト部材と現場充填コンクリートの合成構造であるため、充填コンクリートの収縮や境界面のずれによる重ね梁化が懸念された。図3-2-28（下）は発生する水平方向のコンクリートひずみ分布の平面図を示したものである、この部分の1次緊張後の計測結果は、FEM解析値とは若干差があるものの、ひび割れの発生は認められなかった。また、プレキャスト部材と現場充填コンクリートのひずみ分布は連続していることから両者の一体性が保たれており、実施工に適用できる構造であると評価した。

側面図



平面図

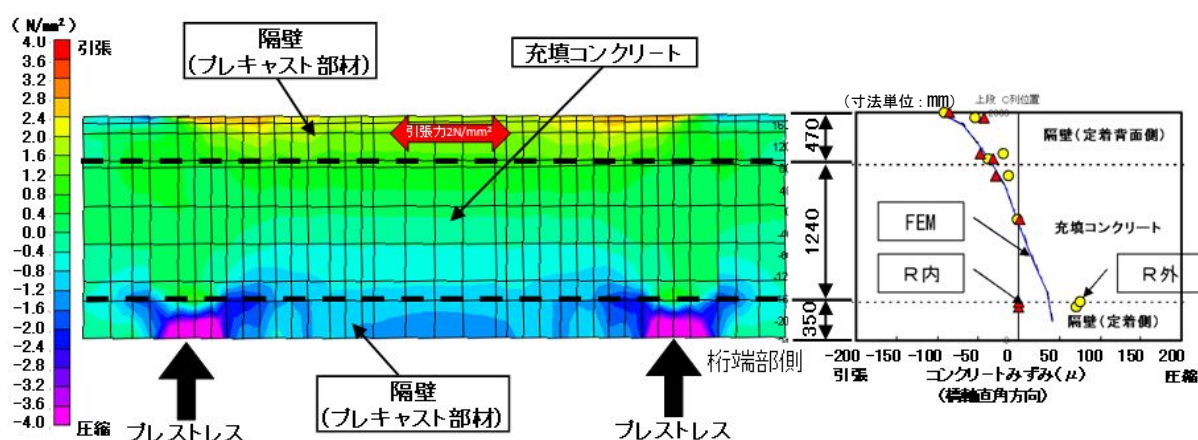


図 3-2-28 端支点横桁の位置図および
端支点横桁に発生する水平方向のコンクリートひずみの解析値と実測値

b) 1次緊張時の主桁の変位と応力度

1) 主桁の変位

平面曲率 $R=700\text{m}$ ，最大横断勾配 7.5%を再現した FEM 解析による 1 次緊張時の主桁の変位を図 3-2-29 に，支間中央における下床版下端の変位計測結果を図 3-2-30 に示す．主桁のたわみは FEM 値より若干大きくなった．原因として設置誤差、接合面のなじみ，緊張前の仮置き状態の違いによる変形の影響等が考えられる．平面線形による R 内外のたわみ差はウェブ外側位置で 2mm となり，FEM とほぼ一致した．1 次緊張時の開断面を有する主桁の変位は FEM 解析で予測できることが明らかとなった．

2) 主桁の応力度

平面曲率 $R=700\text{m}$ ，最大横断勾配 7.5%を考慮した 1 次緊張時の支間中央断面における主桁の応力度の FEM 解析と実測値を図 3-2-31 に示す．全体的にコンクリートの表面ひずみは鉄筋ひずみよりやや小さい結果となった．そり拘束による曲率 R 内外の応力度差は FEM と実測値と比較的よく一致した．そり応力の影響も FEM 解析で精度良く把握できることが確認できた．

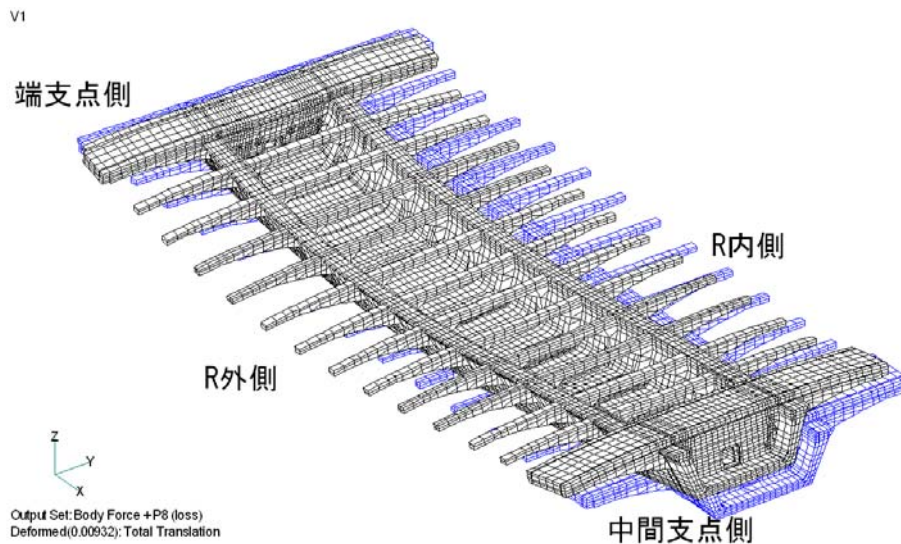


図 3-2-29 FEM 解析による 1 次緊張時の主桁の変位

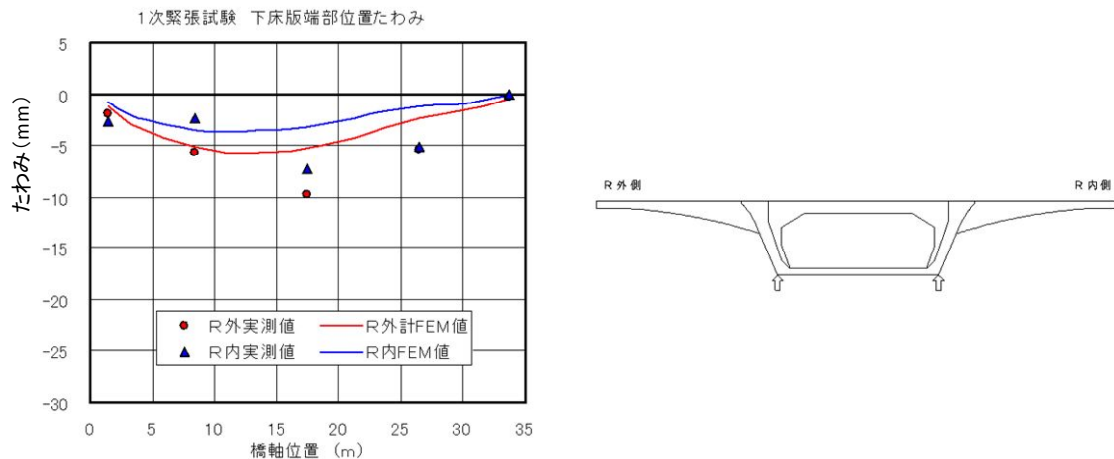


図 3-2-30 1 次緊張時の支間中央における主桁の変位計測結果

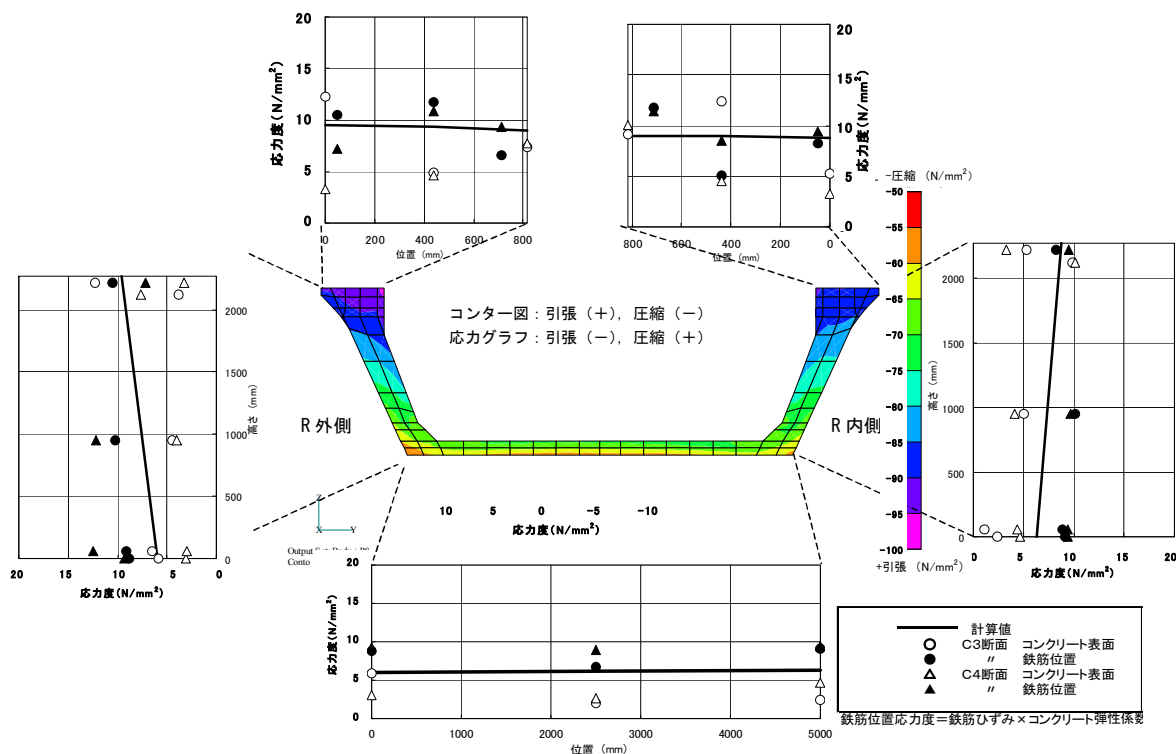


図 3-2-31 1 次緊張による支間中央における応力分布

c) U 形コア断面架設時のねじりに対する検証

前述した通り U 型コアセグメントはねじり剛性が小さいため、ねじりに対する変形および応力度が設計で想定した挙動を示すことを確認する目的で、偏載荷試験を行った(写真 3-2-3)。設計では床版コンクリート打設中に床版荷重が偏載された状態が変形、応力ともに最も大きくなると考えられたため、偏載荷重として、打設が断面片側のみ先行した状態を想定して、支間中央 5m (2.5 m + 2.5 m) 区間に床版荷重および作業荷重相当の H 鋼を橋軸



写真 3-2-3 床版荷重偏載荷状況

中心から片側に満載し、主桁に曲げとねじりを与える方法で行った(図 3-2-32)。実際には PC 板の敷設、コンクリートの打設等は左右バランスをとりながら施工するので、支間中央部 5m の完全な偏載荷は実施工においてありえないレベルの荷重状態である。上載重量は 294kN (400H-5m×30 本)、ねじりモーメント 1138kN・m である。

1) 主桁の変位

図 3-2-33 は偏載荷重による FEM 解析の変形図を示している。図 3-2-34 に偏載荷による主桁のたわみ分布を示す。計算値は 3 次元 FEM 解析結果である、主桁のねじり変形は、下床版ウェブ付け根位置の値を示している、実測値は計算値よりやや小さい値となったが、比較的よく一致している。また、R の内外のねじりによるたわみ差についても FEM 解析値とよく一致した。

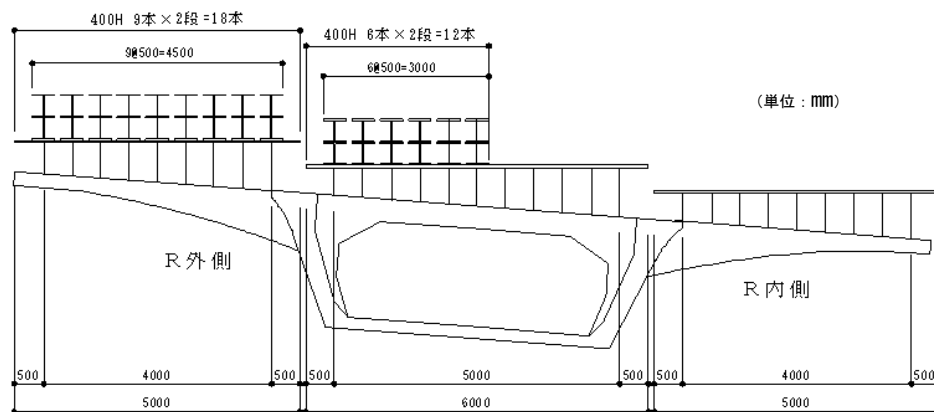


図 3-2-32 偏載時における荷重の載荷方法

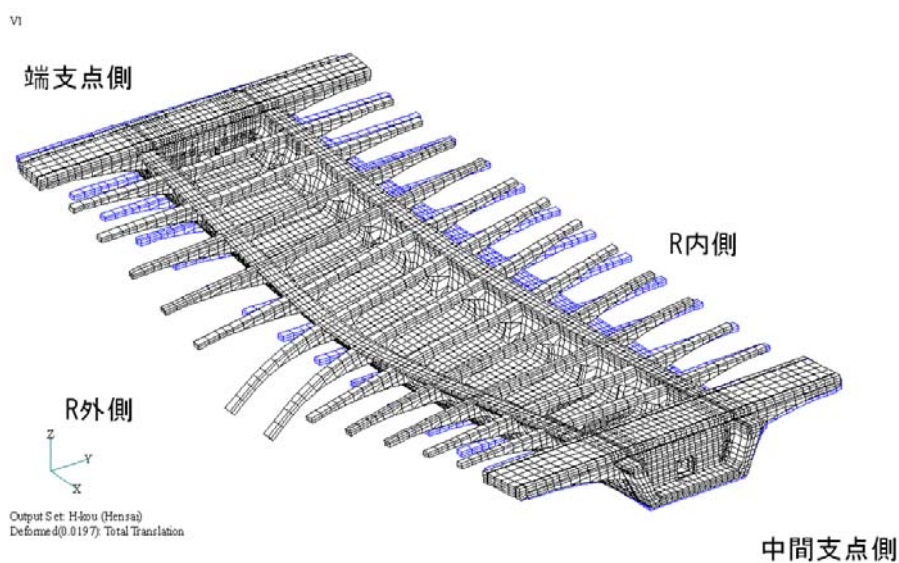


図 3-2-33 FEM 解析による偏載時の変形図

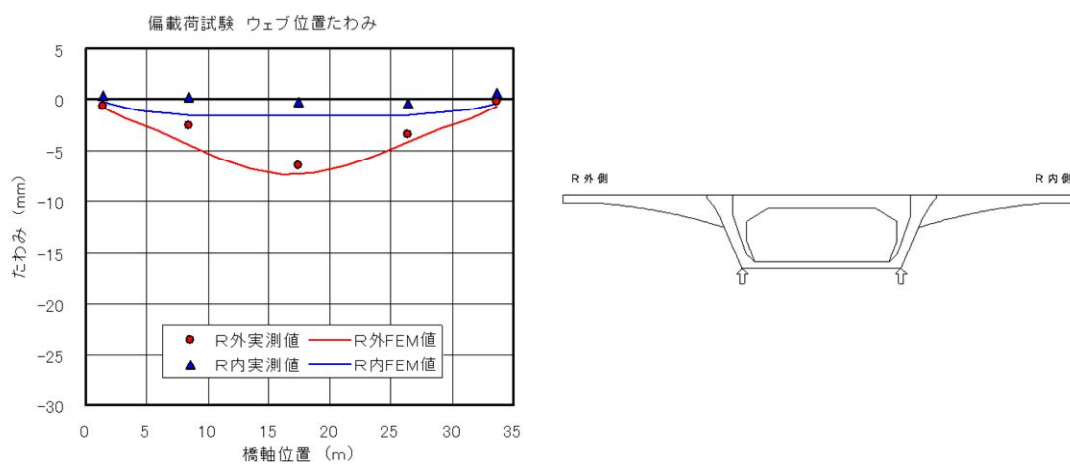


図 3-2-34 偏載時の主桁の変位計測結果

2) 主桁の応力度

図3-2-35は偏載荷重単ケースによる支間中央部での橋軸方向応力度を示している。図に示した値は偏載荷重のみによるもので、自重およびプレストレスによる応力度を含まない。主桁応力度分布についても計算値と実測値はよく一致している。

これらより、偏載時に主桁に想定外の付加応力は認められず、変位、応力度についてもFEM解析とよく一致することが明らかとなった。

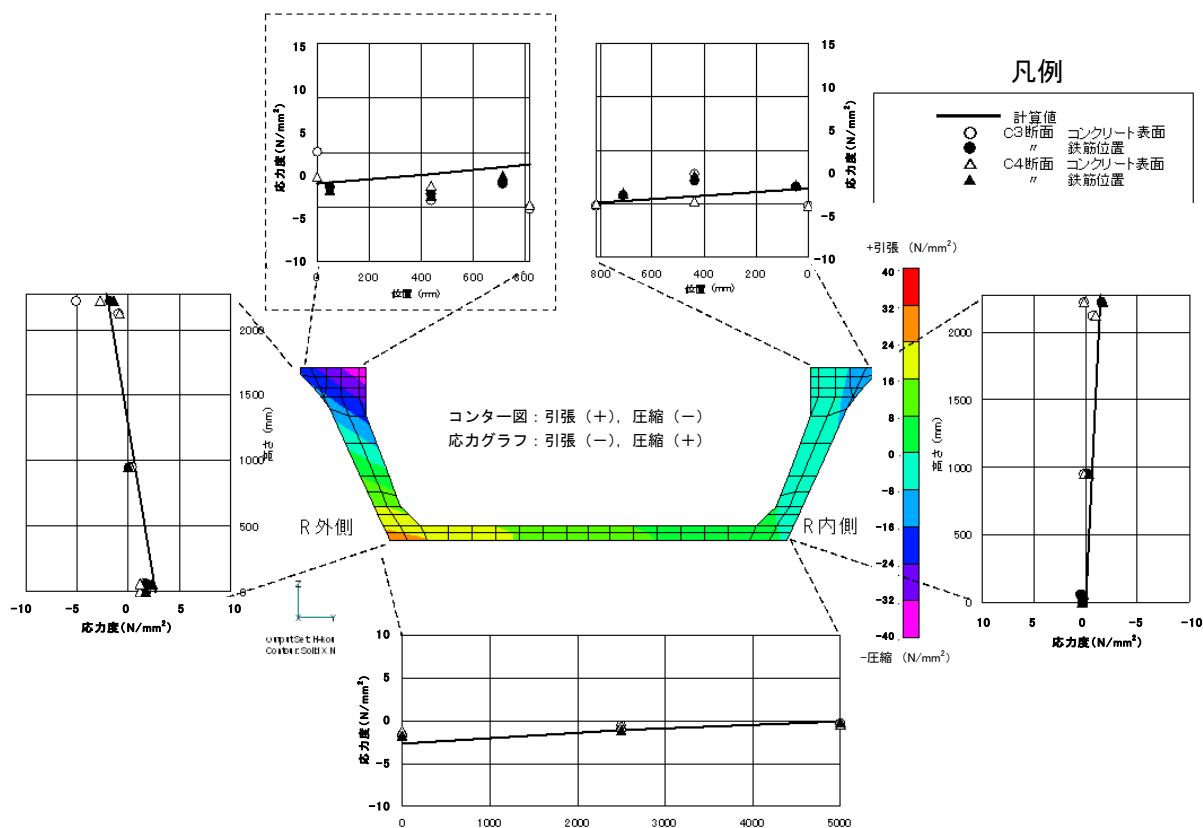


図 3-2-35 偏載荷重による支間中央における応力分布

d) 床版荷重全載時に対する検証

設計では圧縮フランジを有さないコアセグメントには、上床版コンクリートを打設した直後にウェブ上縁において平面骨組解析で最大圧縮応力度(17.5N/mm^2)が発生する。圧縮応力度は道路橋示方書における制限値の 18N/mm^2 を満足するものの、セグメント接合部付近での応力の乱れや、想定外の応力の付加などの懸念から、その安全性を確認する必要がある。そこで床版全載荷試験では、上床版荷重と作業荷重相当のH鋼を支間全長にわたり上載し(図3-2-36, 写真3-2-4)、主桁のたわみおよび応力度を測定した。実橋は連続桁であり、単純桁の試験体と主桁に発生する応力度が計算上同じになるように載荷荷重を設定した。総上載荷重は 2176kN である。



写真 3-2-4 床版荷重全載荷試験全景

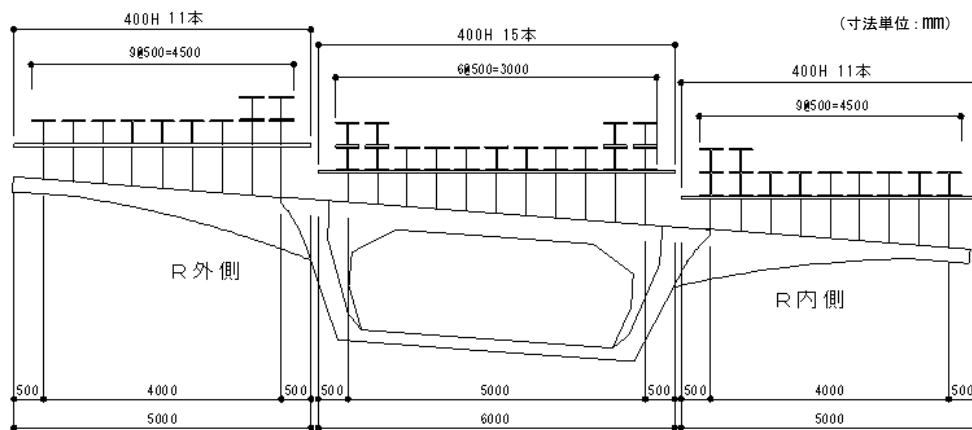


図 3-2-36 床版荷重全載荷時における載荷方法

1) 主桁の変位

図3-2-37は床版相当の全載荷重によるFEM解析の変形図を示している。図3-2-38に主桁たわみを示す。主桁のたわみは、計算値と実測値でよく一致している。R外側とR内側で変形量に差が認められないことから主桁に想定外のねじり挙動は認められない。

2) 主桁の応力度

図3-2-39に主桁ウェブ上縁応力度を、ここに示したウェブ上縁圧縮応力度は、上床版荷重載荷重によるものである。計算値と実測値は概ね一致していると言える。平面線形R=700mを考慮した場合においても、ねじりによる大きな付加応力の発生は認められない。以上から、解析での想定に近い挙動を示すことが確認できた。

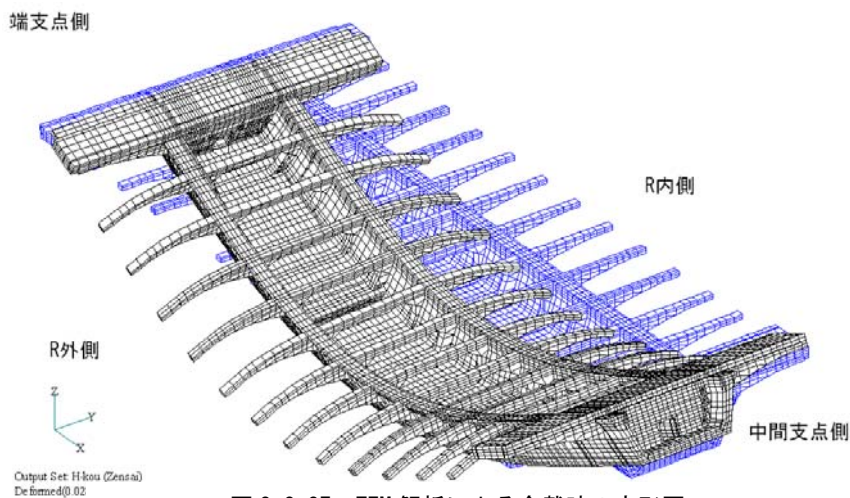


図 3-2-37 FEM 解析による全載時の変形図

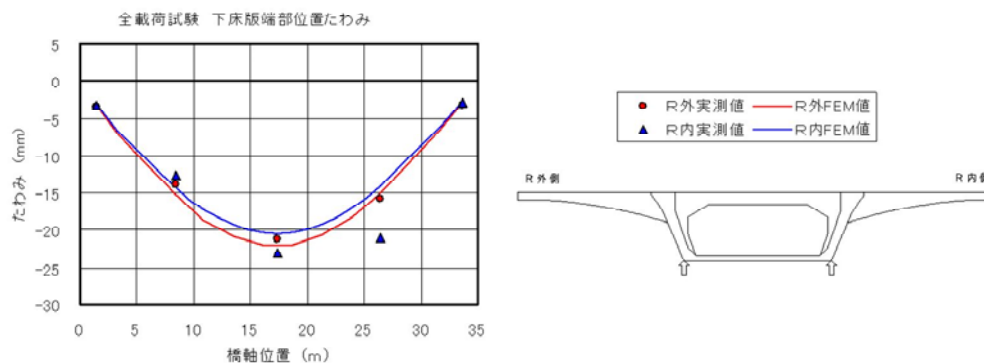


図 3-2-38 全載時の主桁の変位計測結果

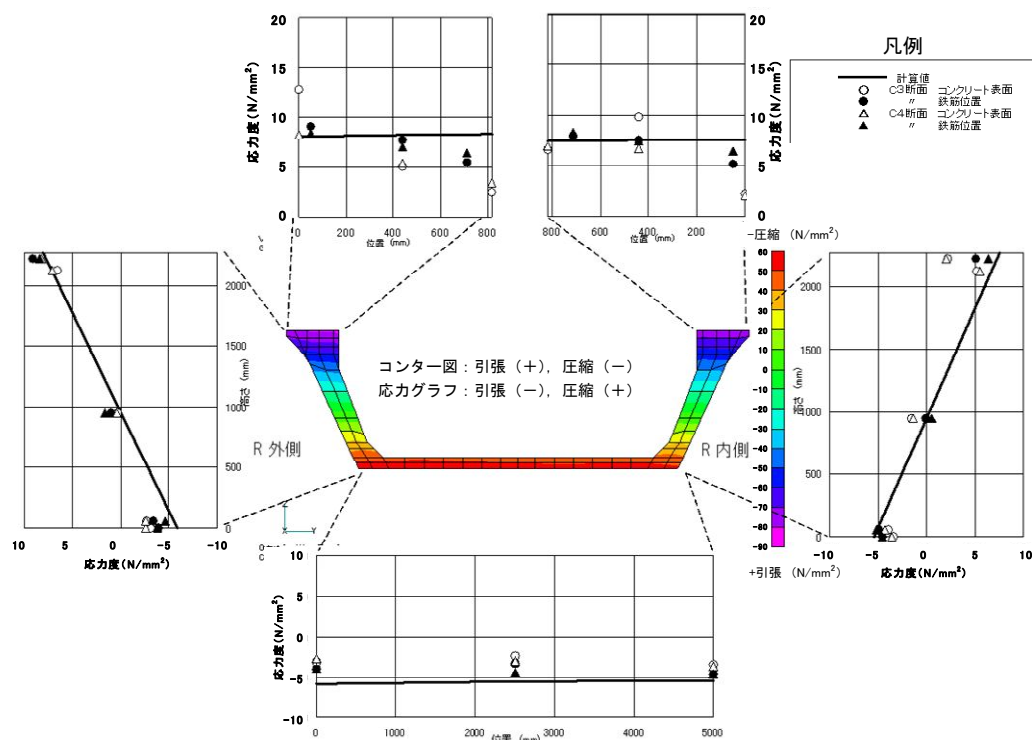


図 3-2-39 全載荷重による支間中央における主桁の応力度分布（単ケース）

3.2.6 考察

工場製U型プレキャストセグメント橋の実物大供試体による施工プロセスの検証試験を踏まえ、実施工に適用する上での考察を以下に述べる。

(1) プレキャストリブの変形について

プレキャストリブは35cmと幅が狭く部材に1S28.6（張力約600kN）のプレストレスを導入する部材である。変位計測の結果、配置誤差によるプレストレス導入時の横方向変位は0.5mmであった。本供試体は細心の注意をもって製作したものであったが、それでも横方向の変位は避けられなかった。実施工においては、セグメントは架設まで最大6ヶ月程度のストック期間が予想されるため、クリープでさらに変形が助長される可能性がある。よって実施工においては専用の固定金具等を使用する等、供試体と同等の配置精度を確保する必要があると考えられる。

(2) セグメントの吊上げについて

工場製U型プレキャストセグメントは、開断面のセグメントであり、従来の箱断面のセグメントに比べて剛性が低く、特にコンクリートの若材齢時で吊上げに伴うひび割れの発生が懸念されたが、検証試験の結果、ひび割れの発生は認められなかった。計測の結果の引張応力 0.8N/mm^2 はFEM解析とよく一致した。実施工では製作後のストックヤードへの移動、トレーラへの積み込み、現地での架設と吊上げ機会は多く、衝撃等が作用することがないように、綿密な施工計画および作業員への周知の徹底が必要である。

(3) 1次緊張時の偏向部の検証について

外ケーブル偏向部はRC構造としたことから、D22mmを100mm間隔で配置する鉄筋量の多い配置となった。応力計測の結果、FEM解析とよく一致し、当初の予想通り微細ではあるがひび割れの発生が認められた。ひび割れの追跡調査等により、RC構造で耐久性的にも問題ないと評価した。偏向部の施工にあたっては、精度の高い偏向管の配置と確実なコンクリートの締固めおよび養生が必要不可欠となる。

(4) 端支点横桁外ケーブル定着部の検証について

中間支点横桁は左右で外ケーブルを定着するので外的な負荷は小さいが、端支点横桁は片面のみの定着となることから外的な負荷が大きい構造である。本構造においては、セグメントの軽量化の観点から端支点もプレキャストの壁の中を現場打ちコンクリートで充填する合成構造を採用しており、内部のコンクリートの収縮等による縁切れによる剛性低下が懸念されたが、計測の結果、プレストレス定着部におけるひずみの分布は連続性を有しており、一体性が確認できた。

(5) 1次緊張時の主桁の変位と応力分布について

1次緊張時の主桁の変位は、FEM解析より大きなものとなった、これは1スパンあたり15ヶ所の接合部を有していることから、各箇所なじみが変位に影響したものと考えられる。平面線形R=700mに関する内外のたわみ差と応力分布はFEM解析とよく一致した。

(6) 床版荷重偏載時の主桁の変位と応力分布について

本構造は開断面のプレキャストセグメントであることから、施工中のねじりモーメントによるそり拘束応力度の影響が懸念されたが、厳しい偏載荷での計測の結果、そり拘束による主桁断面の左右の応力差はFEM解析とよく一致した。通常の箱断面では殆ど発生しないそり拘束応力が実際に確認されたことから、不測のねじりモーメントが発生しないように実施工においてPC板の敷設および床版コンクリートの打設計画を立てる必要がある。

(7) 床版荷重全載時の主桁の変位と応力分布ならびにセグメントの継目について

U型プレキャストセグメントは架設時に正の曲げモーメントに対して圧縮フランジとなる床版を有していない。よって死荷重の約50%を占める床版コンクリート打設時にウェブの上縁付近に大きな圧縮応力が発生することから、設計施工上の最大の留意点の一つであった。確認実証試験の結果、測定された圧縮応力は大きな乱れは認められず、主桁の変位、応力はともにFEM解析とよく一致した。また、本試験においてはセグメント継目付近の損傷も認められなかった。特に本構造は小分割されたプレキャストセグメントであるため、多くのセグメント継目を有しており、実施工においては高レベルの圧縮応力が作用した場合セグメント継目付近において噛み合わせの良否による局部的な損傷等の発生も懸念される。したがって実施工に際しては、通常とプレキャストセグメント工法よりも確実なセグメントの引き寄せが求められる。対策としては、例えばセグメントのマッチキャストでの製作時に、新旧セグメントの境界を跨ぐ基準墨を付け、その後セグメントを引き離す。架設時におけるセグメント引き寄せ時には、この基準墨が新旧一致していることを確認してからプレストレスを導入する、等の施工管理が有効と考えられる。

以上により、工場製U型プレキャストセグメントを用いたスパンバイスパン架設工法は、架設時においてその剛性の低さから当初複数の技術的な懸念事項が挙げられたが、解析および実物大供試体による施工プロセスの確認試験の結果から、実施可能な工法であると考えられる。

3.3 U桁リフティング架設工法の開発¹²⁾¹³⁾

3.3.1 U桁リフティング架設工法の開発の経緯

3.2においては、都市内高架橋の建設の省力化、構造の合理化、経済性の向上や工期の短縮などを目的に近年普及してきたスパンバイスパン架設の更なる合理化技術として、工場製U型プレキャストセグメント工法の開発を行った。工場製U型プレキャストセグメント工法は現地条件が極めて狭く、現地にセグメントを製作およびストックするヤードがない場合を想定しており、このような条件下においてはその合理性を十分に発揮することができる。一方、広大なヤードの確保は困難であるか、施工範囲区域内にプレキャスト部材の製作が可能な程度のスペース的な自由度がある場合（例えば、料金所・諸施設の設置が予定されているヤード）も少なくなく、更なる合理化の可能性が考えられる。

前述のように、工場製U型プレキャストセグメント工法(写真3-3-1)は、徹底したセグメントの軽量化により、公道運搬制約条件下におけるセグメント数の減少と架設ガーダーの大幅な軽量化（従来の1/2程度）を図り、従来のスパンバイスパン架設工法の課題であった架設コストの低減できる工法である。



写真3-3-1 工場製U型プレキャストセグメント工法

しかしながら、プレキャストセグメント工法特有の架設時のセグメントの引き寄せ、接着の手間は残っており、架設ガーダーの更なる軽量化も含めて課題が残る。

よってここでは、施工範囲区域内でプレキャスト部材の製作程度が可能な条件下を想定し、更なる施工の合理化を目的として、U桁リフティング架設工法の開発に取り組む。

3.3.2 U桁リフティング架設工法の開発目的および概要

U桁リフティング架設工法は、従来工法である支保工施工やスパンバイスパン系の架設工法に対して、更なる工程の短縮とコスト縮減を図ることを開発目的とする。具体的には、現場内の製作のヤードでU桁セグメントおよびプレキャスト柱頭部を製作し、場内運搬して橋体を架設、構築するものである(図3-3-1参照)。適用支間はこれまでの箱桁と同様に都市内高架橋として中規模の30m～50m程度を想定している。U桁のコンクリートは現地付近の生コン工場から調達可能な設計基準強度40N/mm²を想定する。主桁の架設は、最大240トンのU桁セグメントを場内運搬後リフティングガーダーにて一括吊上げし、その後、プレキャストPC板の敷設、現場打ち床版コンクリートを打設して主桁を構築する。

本工法の施工は、以下の6段階で展開する(図3-3-2参照)。

この6段階は常に同時進行であり、作業は右から左に2週間サイクルで移行していく。

- Step 1 支承を設置
- Step 2 プレキャスト柱頭部を設置
- Step 3 柱頭部横桁へコンクリートを打設
- Step 4 U桁セグメントの一括架設
- Step 5 上床版施工用のプレキャストPC板を敷設
- Step 6 上床版の場所打ち部へコンクリートを打設

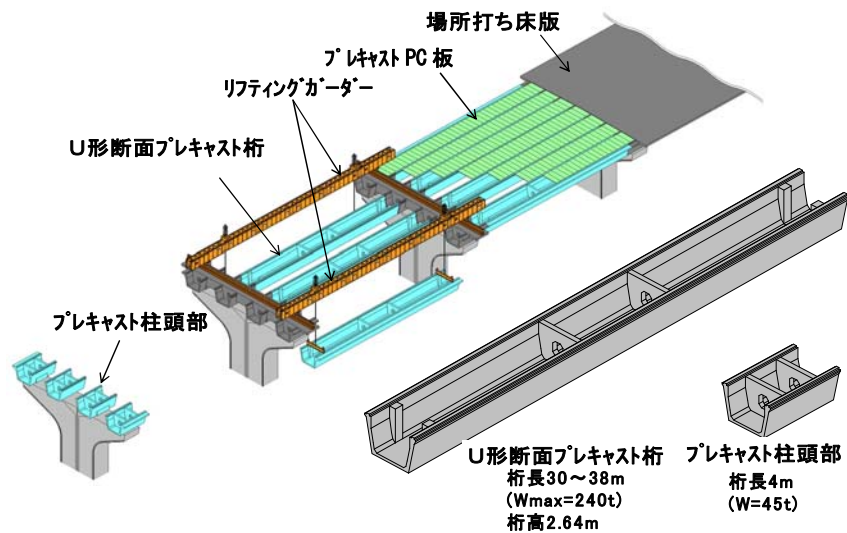


図 3-3-1 U桁リフティング架設工法の概念図

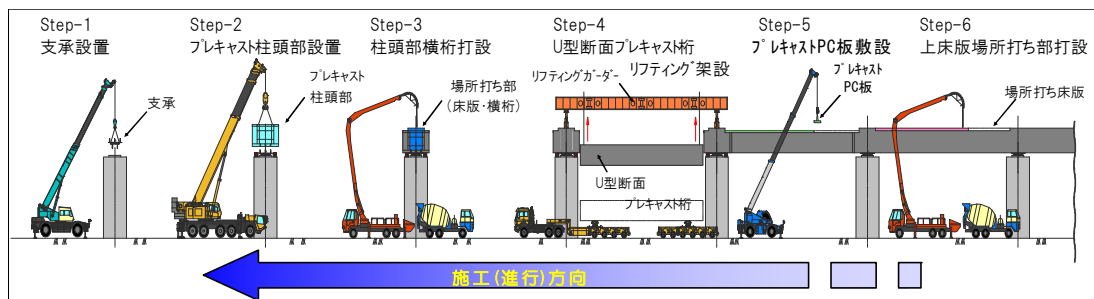


図 3-3-2 施工展開の概念図

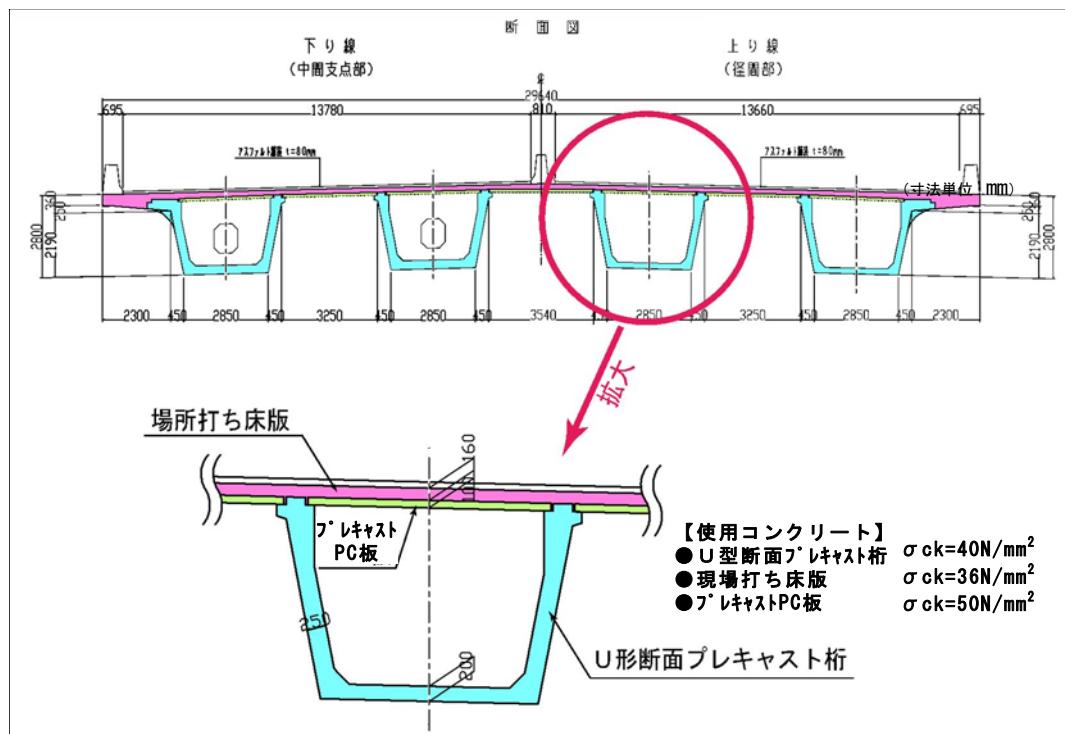


図 3-3-3 主桁断面構成図

主桁の断面構成図を図 3-3-3 に、断面の構築順序を図 3-3-4 示す。

- Step-1 主桁製作時に内ケーブルで 1 次緊張を行い、運搬架設できる桁にする。
- Step-2 主桁架設後、外ケーブルで 2 次緊張を行い、主桁を自立させる。
- Step-3 プレキャスト PC を敷設する。
- Step-4 現場打ち床版を打設し、硬化後、外ケーブルで 3 次緊張を行うことで、橋面荷重、活荷重に対応できる構造とする。
- Step-5 橋面工を施工し、完成。

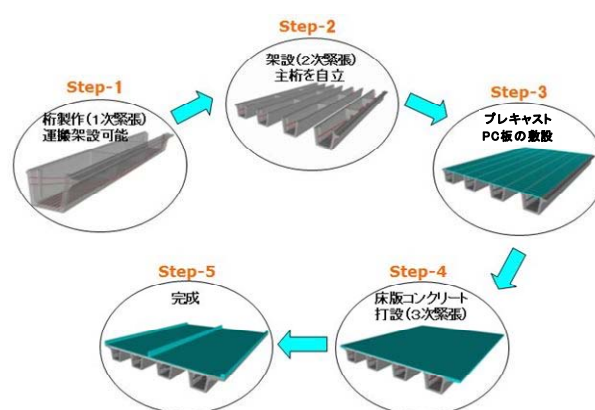


図 3-3-4 断面の構築順序

U 桁リフティング架設工法の最大の特徴は、現地製作が可能な条件下でプレキャスト桁をセグメント分割せずにスパン当たり 1 本物にしたことと、工場製 U 型プレキャストセグメントと同様に、重量の約半分を占める床版を後施工としたところにある。これにより以下のような利点が期待できる。

①架設ガーダーの大幅な軽量化

従来のスパンバイスパン工法では、1 支間分全てのプレキャストセグメントを架設ガーダーで空中に吊り上げた状態（セグメントの全重量を架設ガーダーが受けた状態）で、プレストレスを与えて主桁を一体化させなければならない。このため、非常に大型の架設ガーダーが必要になり、これがコストアップの一因ともなっていた。

本工法では、1 支間分の長さのプレキャスト桁を、橋脚に近い、すなわち支持点に近い位置でリフティングガーダーを用いて吊り上げることにより、ガーダーに発生する曲げモーメントを極めて小さく抑えることが可能となる（図 3-3-5 参照）。さらに、前章で述べた U 形断面の桁構造を適用することで、吊上げ重量の更なる軽減を図った。このことによりガーダーに作用する曲げモーメントを従来のスパンバイスパン工法の約 1/6 以下に低減でき、架設ガーダーの大幅な軽量化が可能となることから（図 3-3-6 参照）、スパンバイスパン架設工法におけるコスト高の要因である架設ガーダーに関わるコストを大幅に低減できる。

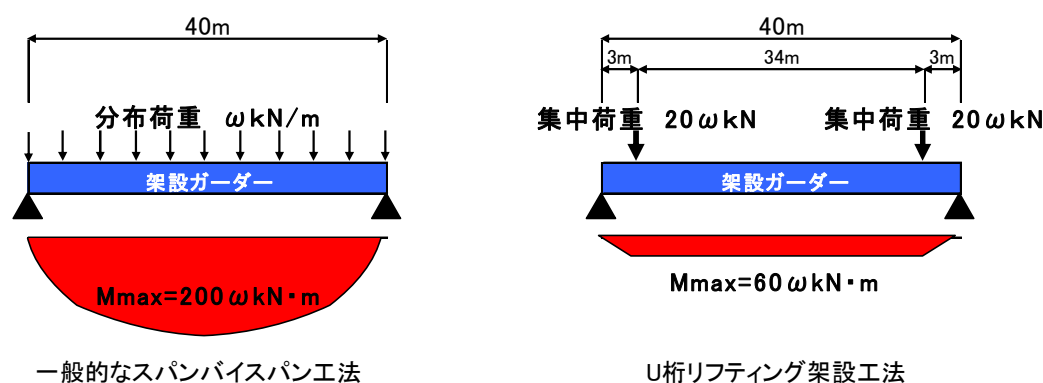


図 3-3-5 架設ガーダーに作用する曲げモーメントの概念図
(支間長 40m で試算)



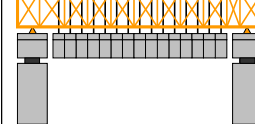
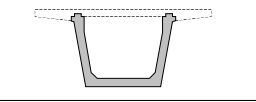
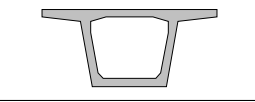
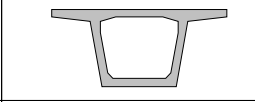
架設工法	U桁リフティング架設工法	一括吊り上げ工法	一般的なスパン・バイ・スパン工法
架橋地点の条件	プレキャストの製作ヤードが確保できる		プレキャストの製作ヤードが確保できない
工法イメージ図			
主桁断面の構築方法	合成断面 (U桁架設後に床版を場所打ち)	箱形断面	箱形断面
			
ガーダーに作用する最大モーメント	4100 kN・m	6800 kN・m	23000 kN・m
	18%	30%	100%

図 3-3-6 架設ガーダーに作用する曲げモーメント比較

②製作能力＝架設能力とすることで、セグメントストックヤードが不要

一般に、現場製作のプレキャストセグメント工法の場合、ショートラインマッチキャスト方式¹⁴⁾では型枠システム 1 基あたり、1 セグメント／日のサイクルで製作する。マッチキャスト方式では、1 スパン分は同じ型枠システムで製作しなくてはならず、支間長 40m 程度の場合でスパンあたりのセグメント数は 15 セグメント前後となることから、1 スパンあたり実働で最低 15 日の製作日数を要する。一方、セグメントの架設はセグメントの製作速度より架設速度が速くなることから、急速施工としての能力を発揮するためには、架設時期の序盤に多くのセグメントのストックが必要となる。このため写真 3-3-4 のような広大なストックヤードが必要になる。都市内高架橋の建設において、このようなストックヤードを確保することは極めて困難であり、確保が可能な場合においても大きな借地料が発生することから、更なるコスト高が予想される。

一方、U桁リフティング架設工法では、一度に 1 スパン分のプレキャスト桁を製作できるため、架設速度に見合った製作が可能となり、製作完了（プレストレス導入）後速やかに架設することで、セグメントのストックのためのヤードを必要としない。



写真 3-3-4 セグメントのストックヤード

③月あたり 2 スパンの急速施工が可能

高速道路の都市内高架橋に多く採用されている、上下線各 3 車線の合計 6 車線の図 3-3-3 の断面の場合、架設ガーダー 2 基で 1 スパンを 2 週間、つまり 1 ヶ月で 2 スパンの急速施工が可能となる。

④資機材運搬の最小化

工場製プレキャストセグメント工法では、工場などでプレキャスト桁を製作するが、本工法では現場ヤード内で製作することで、トレーラによるセグメントの公道運搬が不要となる。また、支保工施工のように大量の支保工材の搬入、搬出も不要となる。これにより、大型トレーラの出入りなど、周辺環境に与える影響の軽減が可能となる。

⑤セグメント同士の引き寄せおよび接合が不要

U桁リフティング架設工法はセグメントが 1 本ものであるため、通常の分割されたプレキャストセグメント工法で必要なセグメント同士の接着剤塗布（写真 3-3-5）および引き寄せ作業が不要になり、1 スパンあたり 1～2 日の作業日数の短縮できる。これにより、工程の短縮と労務費の

低減が可能となる。

⑥プレキャスト製品なので高品質

専用の製作設備で繰り返し製作するプレキャスト部材を主体とした構造であるため、プレキャストセグメント工法と同様に徹底した品質管理が容易となり、一般の現場打ち支保工施工に比べ高品質な橋体の構築が可能となる。

⑦床版の施工もプレキャスト PC 板を用いた合成床版で型枠・支保工が不要

現場作業となる床版の構築は、前述の工場製U型プレキャストセグメント工法と同様に埋設型枠となるプレキャスト PC 板を用いた合成床版とすることで、型枠・支保工が不要となり、施工の省力化が可能となる。



写真 3-3-5 セグメントの接着剤塗布

3.3.3 U桁リフティング架設工法の基本構造と検討課題

(1) 基本構造

柱頭部セグメントとU桁セグメントの間は、100～150mm の場所打ち調整目地を設けている。U桁断面部の調整目地部には、橋軸方向の鉄筋が連続していないが、後施工となる上床版の橋軸方向鉄筋は連続して配置している(図 3-3-7)。なお、調整目地には収縮補償レベルの膨張コンクリートを使用することとした。

図 3-3-8 に、標準的な支間 40m の場合の PC 鋼材緊張手順の概念図を示す。外ケーブル 19S15.2 (1 本あたりの導入緊張力 3500kN) は 1 室に 4 本配置しているが、うち 2 本は、U桁セグメントを柱頭部セグメントに固定することを目的とし、U桁セグメント架設および場所打ち調整目地コンクリート打設後に、単径間ごと緊張する(2 次ケーブル)。残り 2 本は 2 径間分の場所打ち床版打設後、合成断面に対し 2 径間連続ケーブルとして緊張する(3 次ケーブル)。U桁セグメント内には、支間中央に配置される 4 本の外ケーブルでは、完成系の設計において不足する分として、プレグラウト鋼材 1S28.6 を支間長に応じて 6～8 本配置している(1 次ケーブル)。この内ケーブル配置により、リフティングガーダーによるU桁吊上げ時は、フルプレストレス状態となる。

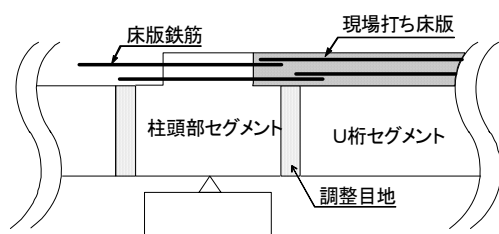


図 3-3-7 中間支点部の接続部構造

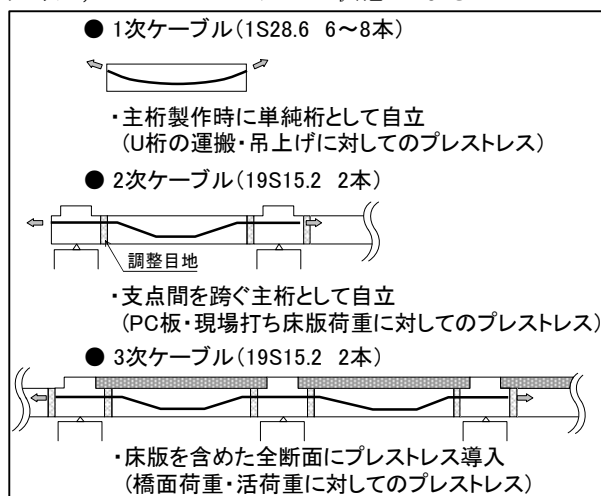


図 3-3-8 PC 鋼材の緊張手順

(2) 検討課題

U桁リフティング架設工法の主桁も製作時および架設時には床版を有さない開断面であり、曲げ剛性、ねじり剛性が小さい。したがって、重量約 240 トン、長さ約 40m を有し、剛性の小さい U 桁セグメントの場内運搬、吊り上げ、架設の方法が検討課題となる。

3.3.4 架設方法の検討

(1) U 桁セグメント運搬時のねじり防止対策

U 桁リフティング架設工法では、製作ヤードで製作された U 桁セグメントを左右別々の台車に乗せ、特殊トレーラ

(写真 3-3-6) で場内運搬する。3.2 でも述べたように、U 断面の桁はねじり剛性が小さい。また、工事用道路は一般に通常無舗装であり、U 桁セグメントを支持する左右の台車は運搬時に別々の挙動をすることが予想され、運搬時どのように U 桁セグメントをねじりから守るかが課題となる。



写真 3-3-6 U 桁の場内運搬

構造物は面的に 3 点で支持すれば、3 点の高さ関係がどのようなになっても、静定状態が保てる（ねじりが生じない）特性がある。よって対策として場内運搬時に際しては、トレーラ前輪側を回転台＋ウェブ直上の 2 点支持、後輪側を全周球座＋横梁の 1 点支持の計 3 点支持とすることで、路面の傾斜や不陸に対しても、U 桁セグメントにはねじりモーメントが生じない構造とすることが可能とした(写真 3-3-7 参照)。

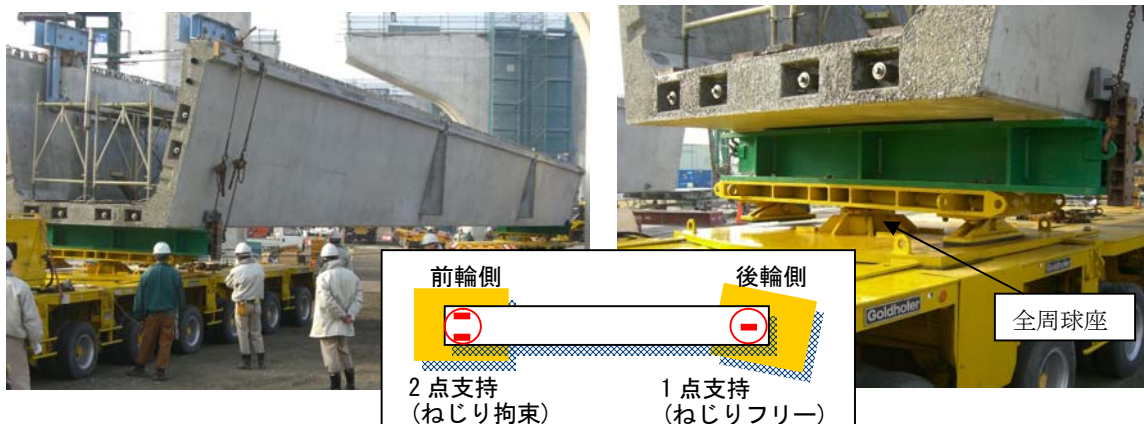


写真 3-3-7 場内運搬時における U 桁セグメントの支持方法

(2) U 桁セグメント吊上げ方法の検討

a) U 桁セグメントの吊上げ方法

重量 240 トンある U 桁セグメントの吊上げは、吊り装置との脱着が容易かつ確実な方法が求められる。ここでは脱着に U 桁セグメント両端に設けた吊上げ用突起リブの穴に鋼製差込みピン(φ 100mm 丸鋼)を挿入し、吊上げる方法を考案した。U 桁セグメント吊上げ時の吊上げ用突起リブを写真 3-3-8 に、支持構造を図 3-3-9 に示す。斜ウェブを有する U 形断面では、吊り点をウェブ直上に設けた場合、吊上げ荷重により斜ウェブには内側に倒れる方向の力が作用する。これを回避するために、ウェブ内側に設けた突起リブを支持することで、ウェブに作用する偏心応力を低

減する構造とした。吊点の構造詳細は、支持構造が単純であり、力学的に明解である差込みピン構造としている。差込みピンは $\phi 100\text{mm}$ の丸鋼を吊上げ用突起リブに設置した挿入用穴に直接挿入する構造とし、吊上げ中は、差込みピンを天秤梁を介して両端2点でくわえることで支持する構造とするため、断面非対称に伴うねじりモーメント以外は発生しない構造となる。

一般には重量の大きいセグメント等の吊上げは、セグメントと吊上げ治具を PC 鋼棒で緊結する手法を用いるが、この方法は PC 鋼棒の緊張および緊張力開放に時間を要する。鋼製差込みピン方式とすることで、脱着に要する時間の大幅な短縮が可能となる。

b) 吊上げ用突起リブ近傍の FEM 解析

U桁セグメントの吊上げ時は吊上げ用突起リブ近傍に大きな引張応力の発生が予想される。吊上げリブ近傍の FEM 解析による局部応力を図 3-3-10 に示す。桁端部ウェブに生じる引張応力①に対しては補強鉄筋を追加配置した。リブ側面部の引張応力②に対しては、吊上げ中のみ PC 鋼棒によりプレストレス応力を導入して対応することとした。

PC 鋼棒による鉛直プレストレスを考慮した差込みピン近傍の局部応力を図 3-3-11 に示す。差込みピンの位置は、突起リブ上縁の引張応力③が 3N/mm^2 以下となるよう、上縁から 600mm の位置に設定した。この引張応力③に対しては D22 補強鉄筋を配置する。



写真 3-3-8 吊上げ用突起リブ

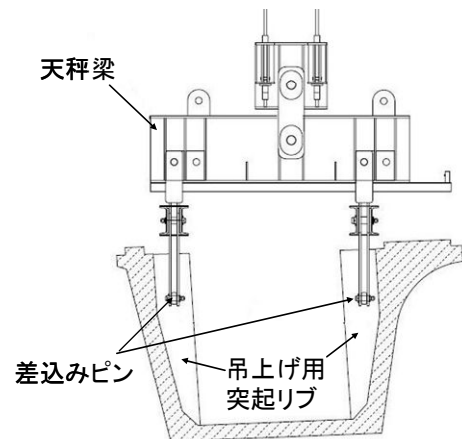


図 3-3-9 U桁セグメント吊上げ支持構造

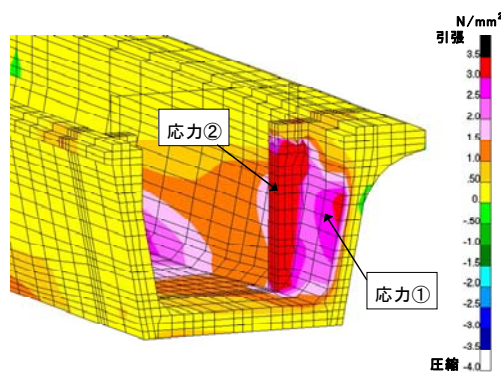


図 3-3-10 吊上げ時の突起リブ近傍の主応力

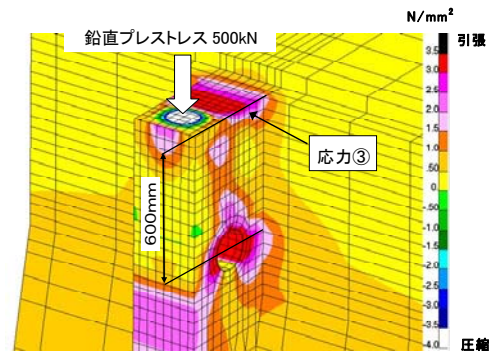


図 3-3-11 鉛直プレストレスを考慮した吊上げ時の突起リブ近傍の主応力

c) 実物大模型試験の概要

U桁セグメント吊上げ架設中の設計を 3 次元 FEM 解析で行っており、その妥当性を検証するために実物大模型試験を実施した。吊上げ荷重の偏載等、不測の事態が生じた場合のひび割れ発生に対する安全率の把握と、ひび割れが生じた場合、その進展具合を確認するため、吊上げ設計荷重の 2 倍まで載荷した。試験体は、吊上げ用突起リブを設置する U 桁セグメント端部から 3m 区間

の実物大模型とし、実際と全く同じ配筋とした。また、載荷実験終了後には、PC 板を敷設し、上床版の場所打ちコンクリート打設も再現し、張出し床版の型枠・支保工構造の検証も併せて実施している。実物大模型製作状況を写真 3-3-9 に示す。載荷方法は、下床版から反力をとる自碇式とした。



実物大切り出し供試体全景



自碇式載荷詳細

写真 3-3-9 実物大模型製検証実験状況

d) 実物大模型試験の結果

吊上げ荷重の 2 倍載荷時の状況を写真 3-3-10 に、コンクリートひずみと荷重の関係を図 3-3-12 に示す。FEM 解析にはリブに与えた鉛直プレストレスの影響を加味している。解析値と実測によるひずみは比較的良く一致しており、解析からの推定通り吊上げ荷重の 1.3 倍の 1500kN 載荷時に、差込みピン直上でひび割れが発生した。その後、一度除荷し、吊上げ荷重の 2 倍まで荷重を増加したが、ひび割れ幅は最大で 0.1mm 程度で、構造部材であるウェブ本体へ進展することがないことを確認した。最も大きな局部応力の発生が懸念されたリブ側面は、鉛直 PC 鋼棒プレストレスの効果により、吊上げ荷重の 1.7 倍まで、ひび割れは生じず、2 倍まで載荷した状態でも、目視では確認できない程度の微細なものであった。このことから、本設計手法は妥当であり、実施工において十分な強度を有していることが明らかとなった。

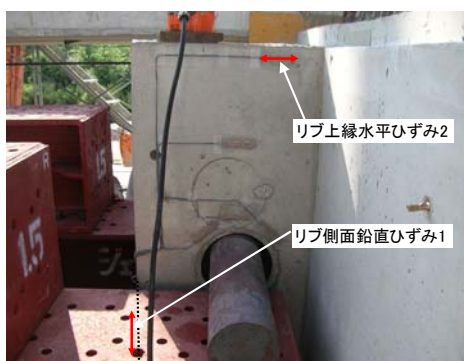


写真 3-3-10 吊上げ用突起リブのひび割れ

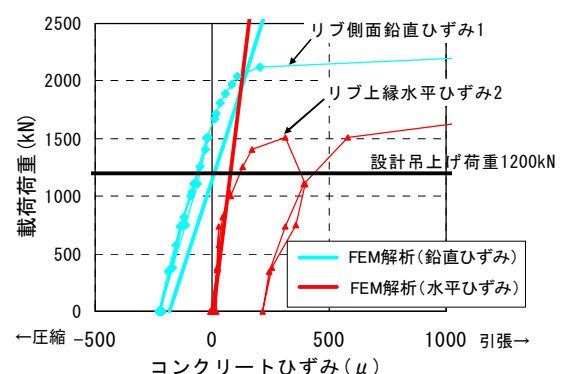


図 3-3-12 載荷試験時のコンクリートひずみ

(3) U 桁セグメント吊上げ時の主桁の挙動

吊上げ時の変形モードおよび応力状態を図 3-3-13 および図 3-3-14 に示す。中桁は、断面がほぼ左右対称であるため、吊上げ中に面外変形は発生しないが、外桁は張出し床版側に重心が偏心しているため、支間中央で約 1.3mrad のねじり変形により、そり拘束応力が生じる。この面外変形により、外桁外版側下縁に生じる 2N/mm^2 の引張応力に対し、外側ウェブ内にプレグラウト PC

鋼材を 1 本追加配置する。吊上げ後、最終位置調整時はU桁セグメント四隅の高さ、勾配を精度良く調整するため、4 点支持とする必要がある、この時、U桁セグメントに一時的にねじりモーメントが発生する。強制ねじり変形時の主応力を図 3-3-15 に示す。この解析結果から、主桁両端の勾配差 0.3% の僅かな差で中間隔壁にひび割れが発生する可能性があることが明らかとなった。これに基づき架設時にはねじりに対して、管理値 0.2% で管理することとした。

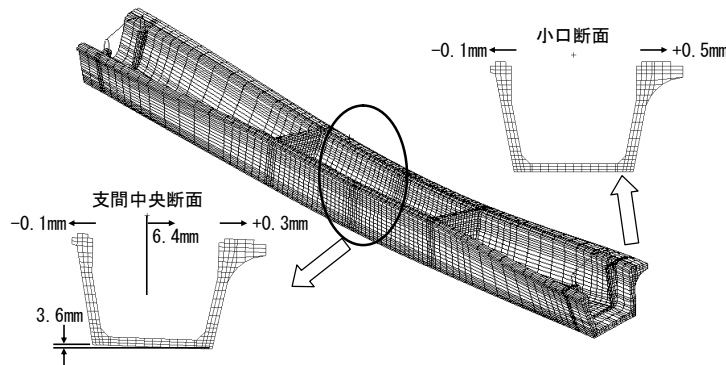


図 3-3-13 外桁吊上げ時の変形モード

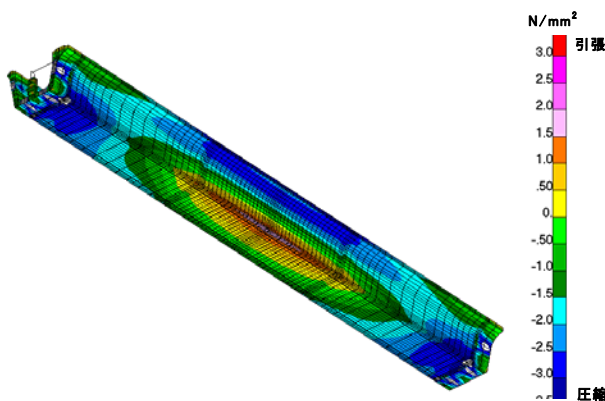


図 3-3-14 外桁吊上げ時の橋軸方向応力

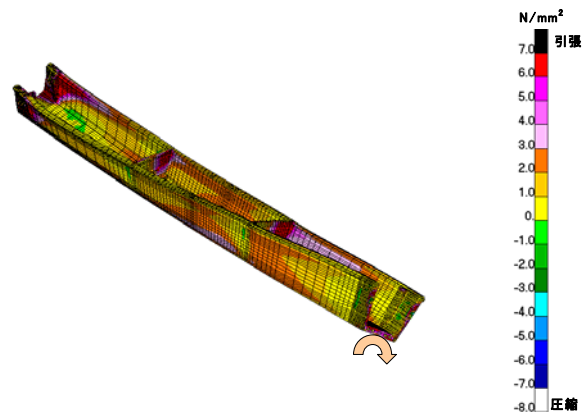


図 3-3-15 強制ねじり変形時の主応力

3.3.5 U桁リフティング架設工法の効果

(1) 直接的効果

①工事コスト縮減

U桁リフティング架設工法は上下線全 6 車線断面、支間長 40m の PC20 径間連続箱桁橋の工事規模の第二京阪道路茄子作地区 PC 上部工事¹²⁾で試算すると、工事金額は約 50 億円に対し、他工法と比べ 6.2 億円のコスト縮減が図れる。これは徹底した省力化と、スパンバイスパン架設工法で大きなウェイトを占める架設ガーダーコストの低減を可能にしたことが主因である。架設ガーダーに関しては、架設する主桁を軽量化のために U 形とすること、主桁の一括吊りによって架設ガーダーに作用する曲げモーメントを最小化することなどにより、既存技術の架設ガーダーに比べてその重量を 1/6 程度に低減することにより、以下の効果を得ることができる。

既存技術の架設ガーダー製作費 : 約 3.5 億(一基当たり、諸経費含まず)

U桁リフティング架設工法の架設ガーダー製作費 : 約 0.7 億(一基当たり、諸経費含まず)

茄子作地区 PC 上部工事での試算では、いずれの技術も架設ガーダーが 2 基必要であるため、約

5.6 億円の工事コスト削減効果となる。

一方、省力化に関しては、現場内プレキャストによる主桁製作の集中管理とセグメント運搬距離の大幅な低減、プレキャスト PC 板を用いた上床版の施工の合理化などによって、生産性が既存技術の支保工施工に比べて約 2 倍に向上した結果、合計で約 6.2 億円のコスト削減になる。

②急速施工

第二名神高速道路や第二京阪道路等の上下線各 15m、合計 30m 幅員の場合において、既存技術である支保工施工の施工速度は、作業員編成 2 班として上下線を同時に施工した場合においても、1 径間当たり最速で約 60 日を要する。

一方、U 桁リフティング架設工法は、リフティングガーダーを 2 基使用して 1 径間当たり約 14 日の施工速度である。これは 1 ヶ月当たり橋面積で 2,000 m²というものであり、支保工施工に対して 4 倍程度速い施工速度である。

さらに急速施工に重点を置いた場合、上下線に各 2 基、合計 4 基のリフティングガーダーを使用することで、1 径間あたり 7 日、つまり月あたり 4 径間 (4,000 m²) の急速施工が可能となる。

(2) 間接的効果

U 桁リフティング架設工法の技術による間接的効果は、環境負荷の低減と安全性の向上である。

①環境負荷の低減

既存技術のスパンバイスパン架設工法では、プレキャストセグメントを 75km 離れた工場で製作するとした場合、トレーラによって架橋地点に運搬することとなる。その時総セグメント数は約 1,000 個になり、トレーラの延べ運搬距離は往復で 150,000km となる。一方、U 桁リフティング架設工法は場内運搬だけでほとんど影響がない。これは CO₂ 排出量に関して 330 トンの削減効果¹⁵⁾があった。また、周辺住民の環境に対して運搬による騒音、振動を削減することにもつながる。

既存技術の支保工施工では、型枠に合板を使用し、支保工資材などの運搬が必要になる。支保工資材は、10 トン車で約 750 台 (往復で約 100km、搬入、搬出で 2 往復)、延べ運搬距離で 150,000km となり、合板は 4 トン車で約 70 台 (往復で約 100km)、延べ運搬距離で 7,000km となる。また、木製型枠は使用后廃棄処分される。一方、U 桁リフティング架設工法ではこれらの資材運搬や廃棄が不要であり、これは CO₂ 排出量に関して 165 トンの削減効果につながる。スパンバイスパン工法に対する CO₂ 排出削減量 243 トンは、例えば、年間 5000 km 走行するガソリン車約 650 台をハイブリッド車・プリウスに置換えた場合の削減量に相当する (2004 年のメーカ公表によると、10 万 km 走行したプリウスの CO₂ 排出削減量は、同等のガソリン車に対して 7.5 トンである)。

②安全性の向上

U 桁リフティング架設工法では、二種類の既存技術に必要なセグメントや資材の運搬をなくすことで、交通量の多い都市内における周辺交通への負荷を低減することができる。

3.3.6 考察

以上のように、U 桁リフティング架設工法は施工の合理化の観点から多くの利点が期待できる工法であるが、このような重量 240 トン、長さ 35m を有する 1 スパン 1 セグメントの U 桁をガーダーで一括架設した事例は報告されておらず、特に運搬、架設に細心の注意が必要と考えられる。

運搬に際しては、ねじりモーメントの生じない 3 点支持構造を採用したが、衝撃や過度の傾斜

は避けなければならない。このためには、簡易舗装や鉄板敷きによる工事用道路の整備と管理が不可欠となる。

また、一括架設に際しても、勾配差 0.3%でそり応力によるひび割れの発生が予想されることから、横方向勾配の測量管理システムと測量結果を速やかに架設担当者に連絡できる管理体制の構築が重要であると考えられる。

3.4 本章のまとめ

本章では、都市内高架橋の合理化施工として近年採用が増えているプレキャストセグメントのスパンバイスパン架設工法（適用支間35m～45m）を取り上げ、現状における問題点を分析し、これを考慮した合理的な構造として、工場製U型プレキャストセグメント工法とU桁リフティング架設工法の開発を行った。

工場製U型プレキャストセグメント橋は、架設地点付近にセグメント製作ヤードが困難な場合を想定した工法である。U型コアセグメントが前例のない構造であり、その力学特性に不明な点も存在していたが、FEM解析や実物大確認試験の結果から、本構造の構造特性を明らかにし、設計手法の妥当性と構造の安全性および施工性を確認することができた。

U桁リフティング架設工法は、架設地点付近にプレキャスト桁の製作が可能なヤードが確保できる場合を想定した工法である。支間長を40mとした場合、ねじり剛性の小さい長さ38m、最大240トンのU桁を場内で製作、運搬、架設するものである。本工法においては施工プロセスには解決すべき課題が存在したが、FEM解析や実物大確認試験から、本工法の安全性および施工性について、実現可能なレベルであることを確認することができた。

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

(1) 工場製U型プレキャストセグメント工法についての知見

- ①U型コアセグメントは、主桁断面の1/2以上を占める床版部を後施工としてセグメント断面から除外することで、セグメントの軽量化が可能となる。これにより、従来のスパンバイスパン架設で工費増の主要因となる架設ガーダーのコスト低減が可能となる。また、トレーラによる公道を用いた運搬が可能となることから、都市内などで架橋地点付近に施工ヤードが確保できない場合、合理的な構造形式のひとつと考えられる。
- ②水平リブは、PC構造とすることで張出し床版長を大きくとるとともに、PC板の支持部材として利用できる。また、曲げに伴うU型断面のウェブの横方向変形防止に対しても有効である。さらに、セグメント吊上げ時に吊り部材として利用できる。
- ③U型断面では、平面線形R=700m程度の曲線を想定した場合、ねじり中心が断面下方に位置するため、プレストレスの水平分力によるねじりモーメントが箱桁の場合と逆方向に作用するが、自重による回転を含めると本橋では同方向で変形もわずかである。
- ④U型断面では、そり拘束に伴う軸応力度が付加的に発生するため、平面線形を有する場合、これを設計で考慮する必要がある。
- ⑤U型断面では、架設時に圧縮フランジ（床版）を有さないため、床版コンクリート打設完了時に支間中央でウェブ上縁に高い圧縮応力が発生するが、R=700m程度の平面線形での場合、平面骨組解析においては架設時の割り増しを行わない応力制限を行えば、そり拘束等による負荷応力は架設時の割り増しの範囲で吸収できる。

⑥U型セグメントの挙動は、実物大確認試験における測定値と立体FEMによる計算値と概ね一致しており、開断面特有のそり拘束による負荷応力やねじりによる変形は立体FEMを用いて精度良く予測することが可能である。

(2) U桁リフティング架設工法についての知見

- ①プレキャスト化する主桁形状を1本物のU型断面とすることで、従来のスパンバイスパン架設工法に比べて架設ガーダーに発生する曲げモーメントを1/6に低減することができる。これにより、コスト高の主要因とされた従来のスパンバイスパン架設工法の架設ガーダー費用を大幅な削減が可能となる。
- ②U桁リフティング架設工法は支保工施工の約4倍の施工速度が可能となる。工程短縮を求められる場合の多い都市内高架橋の建設においてはその効果は大きい。
- ③U桁リフティング架設工法はスパンバイスパン工法で不可欠なセグメントの引き寄せ、接着剤塗布の作業が不要となり、工程短縮、労務コストの低減等の施工の合理化が図れる。
- ④U桁リフティング架設工法では、一度に1スパン分のプレキャスト桁を製作できるため、架設速度に見合った製作が可能となり、製作完了後速やかに架設することで、セグメントのストックヤード無しで急速施工が実現できる。
- ⑤ねじりに弱いU断面の場合内運搬時の対策として、トレーラ前輪側を回転台＋ウェブ直上の2点支持、後輪側を全周球座＋横梁の1点支持の計3点支持とすることで、路面の傾斜や不陸に対しても、U桁セグメントにはねじりモーメントが生じない構造とすることが可能となる。
- ⑥最大240トンのU桁セグメント吊上げは、3次元FEMと実物大模型の実証試験により、PC鋼材で補強した吊上げ用突起リブで十分な耐荷力を有していることが確認できた。
- ⑦左右非対称となる外桁は、吊上げ時にねじり拘束により、外側ウェブ下縁の橋軸方向に引張の付加応力が発生する。
- ⑧U桁セグメント吊上げ時は、主桁両端に0.3%の僅かな勾配差で横桁にひび割れが発生する可能性があるため、特に最終位置調整時は十分な管理が求められる。
- ⑨U桁リフティング架設工法の間接的効果として、施工に伴うCO₂排出量の低減と周辺交通への負荷の低減が期待できる。

〈参考文献〉

- 1) 池田博之，春日昭夫，水口和之，室田敬：古川高架橋の設計と施工（上），橋梁と基礎，pp. 2-9，2001. 2
- 2) 池田博之，太田勇，室田敬，春日昭夫：古川高架橋（工場製）の設計，第10回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp. 817-820，2000. 10
- 3) 社団法人プレストレストコンクリート建設業協会：施工計画書作成の手引き，2002. 3
- 4) 松田哲夫，紫桃幸一郎，馬場照幸，湯川保之：重信高架橋（外ケーブル併用プレキャストセグメントラーメン箱桁橋）の計画と設計，橋梁と基礎，pp. 13-20，1996. 12
- 5) 森山陽一，中島豊茂：第二名神高速道路・弥富高架橋の設計・施工：コンクリート工学，Vol. 36, No. 8, pp. 20-24, 1998. 8
- 6) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2012. 3
- 7) 公益社団法人土木学会：コンクリート標準示方書，2012

- 8) 池田博之, 水口和之, 浅井洋, 平喜彦: U型コア断面を有するプレキャストセグメント橋の構造特性, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 1203-1210, 2002. 3
- 9) 白 済鉉: ねじりを受ける合成部材の力学特性に関する研究 : 早稲田大学博士学位論文
- 10) 社団法人日本道路協会: コンクリート道路橋設計便覧, 1994. 2
- 11) 玉置一清, 新井英雄, 板井栄次, 山崎淳: 非線形解析プログラムの外ケーブル構造の適用と今後の標準化について, 第5回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 309-314, 1995. 10
- 12) 水野浩次, 大国喜郎, 室田敬, 河野信介, 玉置一清, 諸橋明: U桁リフティング架設工法を採用したPC橋の設計・施工, 橋梁と基礎, pp. 5-11, 2009. 6
- 13) 室田敬: U桁リフティング架設工法を採用したPC橋の設計・施工 (第二京阪道路茄子作PC工事), 平成20年度近畿地方整備局研究発表会, 調査・計画設計部門 I No. 18
- 14) 酒井秀明: PC 橋のプレキャストセグメント工法の現状 ―開発の経緯と今後の課題― , プレストレストコンクリート Vol. 49, No. 5, Sep. 2007
- 15) 一般社団法人日本建設業連合会: 2012 年度 CO₂ 排出量調査報告書, 2013. 9

第4章 PC 橋床版コンクリートの品質向上および 施工の省力化に関する研究

4.1 研究の背景および目的と概要

前章までの PC 都市内高架橋建設の合理化策において、残された課題の一つに現場打ち床版の施工の合理化が挙げられる。国土交通省建設労働需給調査結果(平成25年10月調査)¹⁾によれば、全国の6職種(型わく工-土木、型わく工-建築、左官、とび工、鉄筋工-土木、鉄筋工-建築)の不足率は3.6%にのぼり、昨今の若者の建設業離れと災害復旧需要が相まって人手の不足率は増加傾向にあり、労務の確保は年々難しくなっている。また、通常に比べて粘性が高いコンクリートを中腰で長時間にわたって強い力で押さえることが求められる PC 橋の床版コンクリートの天端均しは、左官工の中でも身体的に厳しい作業であり生産システムとしての改善が求められている。

一方、PC 構造の高架橋の長寿命化を図る上で、現場打ち床版の施工の良否は重要なポイントの一つとなる。特に交通量の多い都市内高架橋においては、床版は供用後最も過酷な条件にさらされる部位である。従来の現場打ち PC 高架橋のみならず、近年、採用が増えている PC コンポ橋や3章で述べたU型プレキャストセグメント工法等の合理化工法においても、床版の施工は現場打ちコンクリートの場合が多く、本部位の品質向上が橋梁全体の耐久性向上に大きな影響を与える。

このような状況から、PC 都市内高架橋建設の合理化を図る上では、床版の“品質の向上が可能でかつ、施工の省力化が可能”な施工システムの開発は喫緊の課題である。よって本章では本課題に対する改善策として、床版コンクリートの天端均しの機械化施工を検討する。

具体的には、均し機材による天端仕上げシステムを取り上げ、締固めエネルギー、床版表層部の強度・耐久性および施工効率に着目し、その効果について検証を行う。

4.2 現場打ちコンクリート床版施工の現状

一般的なプレストレストコンクリート橋の床版コンクリートの締固めの概念を図4-2-1に示す。床版コンクリートの打設はバイブレータを使用して行われており、破線下面の上面鉄筋付近まではバイブレータによる締固めが行き届いているが、破線上面の表層付近は精度の高い平坦性を実現するためにスコップ、鋤簾等を用いてコンクリートの量を微調整する場合が多い。したがって表層付近は、締固めを行いにくく、その品質は、担当する左官工の技量に依存した作業となっている。

一般的な現場打ち床版の施工手順を以下に示す。

①コンクリートの打設

型枠の中にコンクリートを打ち込む。ポンプ車による圧送もしくはバケットを用いて行われる。

②粗均し

棒状振動機(バイブレータ)を使用し、コンクリート天端面より

表層(かぶりコンクリート部)は平坦性重視のため締固めにくい

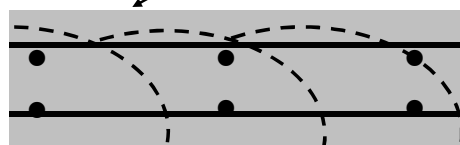


図4-2-1 床版コンクリートの締固めの概念図



写真4-2-1 金ごて仕上げ状況

低い面で平坦に粗成形する。

③木ごて均し

粗成形後速やかに左官によりスコップ、鋤簾等を用いてコンクリートの量を調整し、木ごて（又はプラスチックごて）にてコンクリート天端を平坦化する。

④金ごて仕上げ（写真 4-2-1）

木ごて均し後、コンクリート表面の水分が引いた後、左官により金ごてを用いてコンクリート表面を精度良く平滑化する。表面の水分が減少しある程度硬化し始めたときに、表面を入念に均す。その後、さらに水分が減少し凝結が始まったところで表面を金ごて仕上げを行う。

4.3 天端コンクリートの締固めに関する既往の技術

天端コンクリートの締固めに関する既往の技術としては、Roller Compacted Dam-Concrete（RCD工法）がある。本工法はコンクリートダム of の合理化施工法としてわが国で開発されたもので、セメントの量を少なくした超硬練り（スランプ：0cm）のコンクリートをブルドーザで敷均し、振動ローラで締め固める工法である。従来工法に比べ、ブルドーザや振動ローラといった多くの機械を使うことができること、大量打設が可能なことなどの利点があり、工期の短縮と工費の低減、工事の安全性を図ることができる。

また、舗装の分野では転圧コンクリート舗装（Roller Compacted Concrete for Pavement：RCCP工法）という技術が使用されている。RCCP工法も、超硬練りのコンクリートをアスファルトフィニッシャーで敷きならし、RCD工法と同様にローラー転圧によって締め固めるコンクリート舗装で、コンクリート舗装の耐久性とアスファルト舗装の施工性を兼ね備えた舗装を構築するものである。アスファルト舗装用の舗装機械で施工できるため、従来のコンクリート舗装と比較して施工速度が早く、施工後は早期に交通開放が可能という利点がある。RCCPは、一般道の舗装の他、工場や倉庫等の構内舗装、バスターミナル、空港のエプロン・誘導路、サービスエリアなどの表層や、表層に他の舗装を施工するコンポジット舗装のホワイトベース等にも使用されている。



写真 4-3-1 RCCP工法（三井住建道路 HP より）

RCD工法およびRCCP工法で使用する振動ローラは、通常は路盤の転圧やアスファルト表面仕上げを対象に用いられるものである。固練りのコンクリートを平らに均すという造形を主とした締固めを主な目的としており、通常のコンクリートの緻密化とは目的が異なる。

一方、土間コンクリートにおいては、コンクリート直仕上げ床の機械ごて仕上げや作業用ロボットの開発が研究されているが、対象となるコンクリートが水セメント比 50%～60%、スランプ 21cm 程度の普通コンクリートを対象としており、開発目的を均し作業の軽減としているものが多く²⁾³⁾⁴⁾、水セメント比が 35%～45%でスランプ 8～12cm の早強コンクリートを使用する PC 橋の床版とは取り扱うコンクリートの性状が大きく異なる。

PC 橋の床版を対象とした品質に関する研究は、通常の表面仕上げにおける仕上げ補助剤に着目したものは見受⁵⁾⁶⁾⁷⁾けられるが、仕上げ機材および締固めエネルギーに着目したものはなく、仕上げの方法が品質に与える影響については曖昧なところが多いのが現状である。

4.4 高架橋の床版コンクリートの品質向上策

プレストレスコンクリート高架橋の床版に使用されるコンクリートは、コンクリート強度 40N/mm^2 前後、スランプ $8\sim 12\text{cm}$ のコンクリートであり、スランプ 0cm を対象とした RCD 工法、RCCD 工法やコンクリートの施工法をそのまま適用することはできない。

本研究では、仕上げ機材による締固めエネルギーと品質向上効果に着目した試験施工による品質確認試験を実施し、品質および作業効率性について、その効果を明らかにする。

仕上げ機材はスウェーデンで開発され、欧州を中心に実用化されている振動トンボ (RolliT Motorsloda)⁸⁾ および仕上げロボット (Rollit Robot)⁸⁾ による天端仕上げシステムを取り上げる。この天端仕上げシステムは、床版コンクリート施工時に振動とタンピングによりコンクリート天端表層組織の改善を図るものである。



写真 4-4-1 振動トンボ
(RolliT Motorsloda)⁸⁾



写真 4-4-2 仕上げロボット
(Rollit Robot)⁸⁾

4.5 品質確認試験

4.5.1 概要

(1) 試験フィールド

試験施工は三井住友建設（株）能登川 PC 工場敷地内の土間コンクリートを試験フィールドとした（写真 4-5-1）。使用するコンクリートは、PC 上部工の厚さ 20cm の床版を想定し、設計基準強度 40N/mm^2 、スランプ 12cm の早強コンクリートとした（表 4-5-1）。



写真 4-5-1 試験フィールド

試験は、3 フィールドとし、

- ① CASE-1 通常均し（下層：バイブレータ、表層：木ごて均し+金ごて仕上げ）
- ② CASE-2 下層：バイブレータ、表層：振動トンボ+金ごて仕上げ
- ③ CASE-3 下層：バイブレータ、表層：振動トンボ+仕上げロボット

表 4-5-1 コンクリートの仕様

コンクリートの種類 による記号	呼び強度 N/mm^2	スランプ cm	粗骨材の最大 寸法 mm	セメントの種類によ る記号
普通	40	12	20	H

配合表 (kg/m^3)

セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)
C	W	S	G		W/C	S/a
435	174	704	1005	3.48	40	41.2

コンクリートは、後に実施する品質確認試験への影響を考慮し、3種類が同一の生コン車(4.25m³)のコンクリートで構築できるように、面積配分を決定した(図4-5-1)。

コア抜きによる供試体採取する部位は、実際のコンクリート床版を模擬した。上段鉄筋(平面図における縦方向)は、かぶり30mmでD13の鉄筋を250mm間隔で縦横にメッシュ状に配置した。供試体の採取数量と適用を表4-5-2に示す。

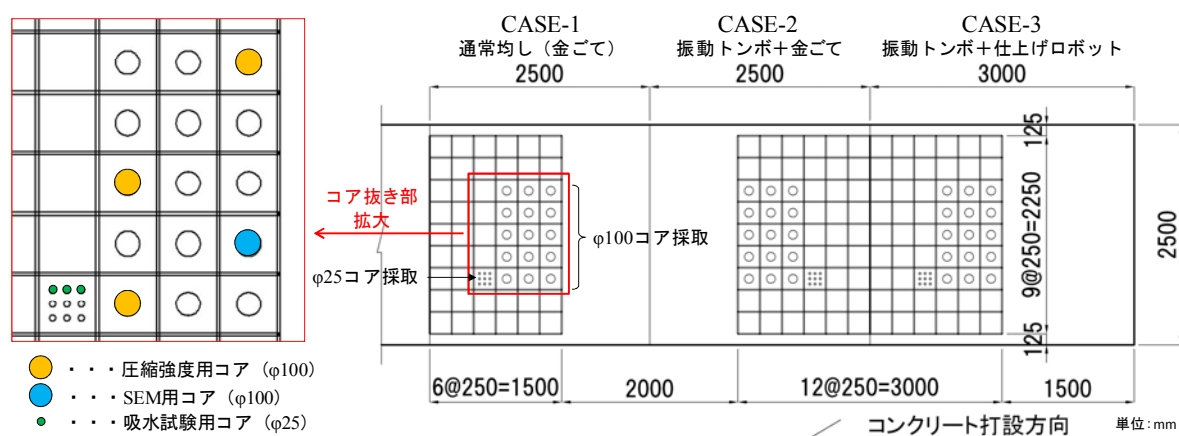


図4-5-1 試験フィールドの平面図

表4-5-2 供試体の採取数量と適用

		φ25mmコア	φ100mmコア	100×100×400 切り出し
CASE-1 通常均し	ビッカース試験		○	
	鉛直コア強度試験		○	
	吸水性試験	○		
	スライス吸水試験		○	
	SEMによる細構造観察		○	
	目視によるコア表面観察	○	○	○
	採取数量	9	9	6
CASE-2 振動トンボ + 金ごて仕 上げ	ビッカース試験		○	
	鉛直コア強度試験		○	
	吸水性試験	○		
	スライス吸水試験		○	
	SEMによる細構造観察		○	
	目視によるコア表面観察	○	○	○
	採取数量	9	9	6
CASE-3 振動トンボ + 仕上げロ ボット	ビッカース試験		○	
	鉛直コア強度試験		○	
	吸水性試験	○		
	スライス吸水試験		○	
	SEMによる細構造観察		○	
	目視によるコア表面観察	○	○	○
	採取数量	9	9	6

コンクリートの打設に JIS A 1147 で実施したコンクリートの凝結試験結果を表 4-5-3 および図 4-5-2 に示す。コンクリートの打設開始は 13:45、打設完了は 14:45 であり、本試験におけるコンクリート打設は凝結開始前に終了している。

なお、打設直前の品質確認試験では、外気温 31℃、スランプ 13cm、空気量 3.2%、コンクリート温度 32℃であった（写真 4-5-2）。

表 4-5-3 凝結試験結果

出荷時刻 9/12 13:05		到着時刻 2013/9/12 13:31				
時刻	備考	経過時間 時-分	使用	貫入抵抗値 kgf	貫入抵抗値 N/mm ²	
			貫入針			
14:07	Robot使用時	1-02	A	0	0.00	
14:37		1-32	A	0	0.00	
15:07		2-02	A	0	0.00	
15:27		2-22	A	0.5	0.05	
15:47		2-42	A	16	1.57	
15:52		2-47	B	13	2.55	
15:57		2-52	B	22	4.31	
16:05		3-00	C	11.5	4.51	
16:10		3-05	C	18	7.06	
16:15		3-10	D	11	8.63	
16:20		3-15	D	15	11.77	
16:25		3-20	D	23	18.04	
16:30		3-25	D	24	18.83	
16:35		3-30	D	37	29.03	
16:40		3-35	D	38.5	30.20	
			#N/A		FALSE	
始発		2-49			3.50	
終結		3-29			28.00	

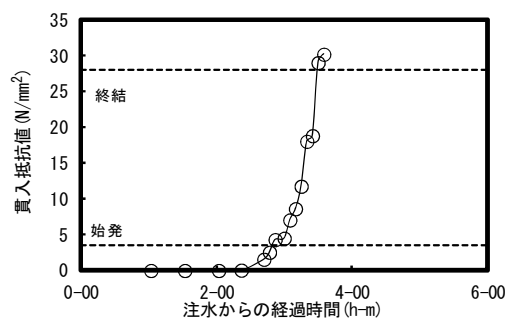


図 4-5-2 凝結試験結果

コンクリートの養生は 3 フィールド間に条件的な差が生じぬよう、天端強度試験ならびに供試体採取までの 14 日間、湛水養生を実施した（写真 4-5-3）。



写真 4-5-2 品質確認試験



写真 4-5-3 湛水養生状況

(2) 天端仕上げシステムの使用機材

天端仕上げシステムは、平坦化を目的とする振動均し機と平滑化を目的とする仕上げロボットから構成されている。

①振動トンボ

トンボと呼ばれる平坦均し具に振動機を装備した機材である。コンクリート表面に振動を与えることと、自身の重量により木ごと均しに相当する平坦化作業を行うことができる（写真 4-5-4）。

基本仕様：幅 200 cm、重量 9kg、電源 240 Volt 50 HZ。

②仕上げロボット

本機は 2 本のローラーに床版仕上げ用ゴム材と振動機が装着されており、ローラーの回転に伴いこれを覆っ



写真 4-5-4 振動トンボによる平坦化

たゴム材が回転し、走行することでコンクリート天端に圧力と振動を与える仕組みになっている（写真 4-5-5）。走行は有線のリモコンにより前進と後退ができる。走行速度は毎分 12m である。振動は走行時にオン、オフを切り替えることができる。本機により、圧力と振動を与えたコンクリート天端の平滑化を、迅速に行うことが可能となる（写真 4-5-6）。

基本仕様：幅 220 cm，長さ 72 cm，重量 70 kg，電源 240 Volt 50 HZ 。



写真 4-5-5 仕上げロボットの内部構造



写真 4-5-6 仕上げロボットによる平滑化



写真 4-5-7 供試体切り出し状況

(3) 供試体の採取

材齢 14 日に現地における各種強度試験を実施した後、図 4-5-2 に示す位置から材齢 15 日で各種供試体の切り出しを実施した（写真 4-5-7，写真 4-5-8，写真 4-5-9）。

CASE-1 通常均し



CASE-3 振動トンボ+ 仕上げロボット



CASE-2 振動トンボ+金ゴテ



写真撮影位置(赤印)

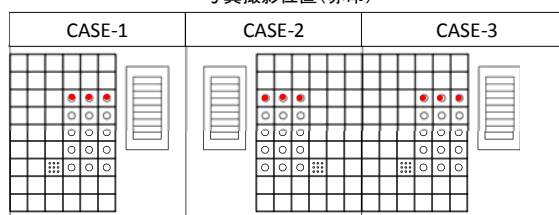


写真 4-5-8 切り出した供試体
(φ100 鉛直コア)

CASE-1 通常均し



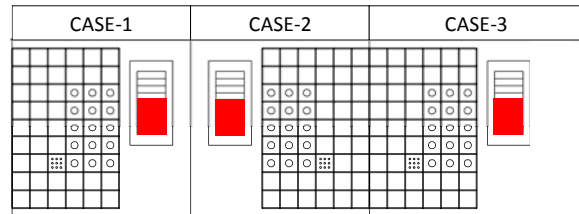
CASE-3 振動トンボ+ 仕上げロボット



CASE-2 振動トンボ+金ゴテ



写真撮影位置(赤印)

写真 4-5-9 切り出した供試体
(500×500×100 ブロック)

4.5.2 調査計測項目

(1) 加速度の測定

- ・機材(振動トンボ, 仕上げロボット) ・コンクリート中(設置深さ: 0mm, 10mm, 20mm, 30mm)

(2) 硬化コンクリートの品質

①表面強度(3種類)

- ・テストハンマーによる強度試験 ・表面2点法(聴強器) ・引っかき傷試験

②コンクリート強度・硬さ

- ・鉛直コア圧縮強度($\phi 100$ mm コアによる)
- ・JIS B 7735 ビッカース硬さ試験(表面から 0 mm, 10 mm, 40 mm, 100mm)

③耐久性試験

- ・吸水性試験($\phi 25$ mm コアによる) ・スライス吸水性試験($\phi 100$ mm コアによる)

④コンクリート組織観察

- ・走査型電子顕微鏡(SEM)による組織観察($\phi 100$ mm コア)

4.5.3 試験結果

(1) 施工時におけるコンクリート中の加速度

振動トンボ, 仕上げロボット使用時のコンクリートに伝達した加速度を, 深さ 0mm, 10mm, 20mm, 30mm (図 4-5-3) について測定を行った. 加速度センサは防水型低容量加速度計(東京測器製 ARH-A, 写真 4-5-10)を使用した. 各加速度センサは, 4隅を糸で固定し, 支持している鉄筋と縁をきることで, 支持鉄筋自体の振動の影響を受けることなく, コンクリート自体の振動の加速度を抽出できるようにした(写真 4-5-11).



写真 4-5-10 加速度センサ

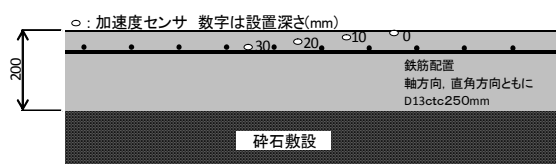


図 4-5-3 加速度センサ配置図



写真 4-5-11 加速度センサの設置状況

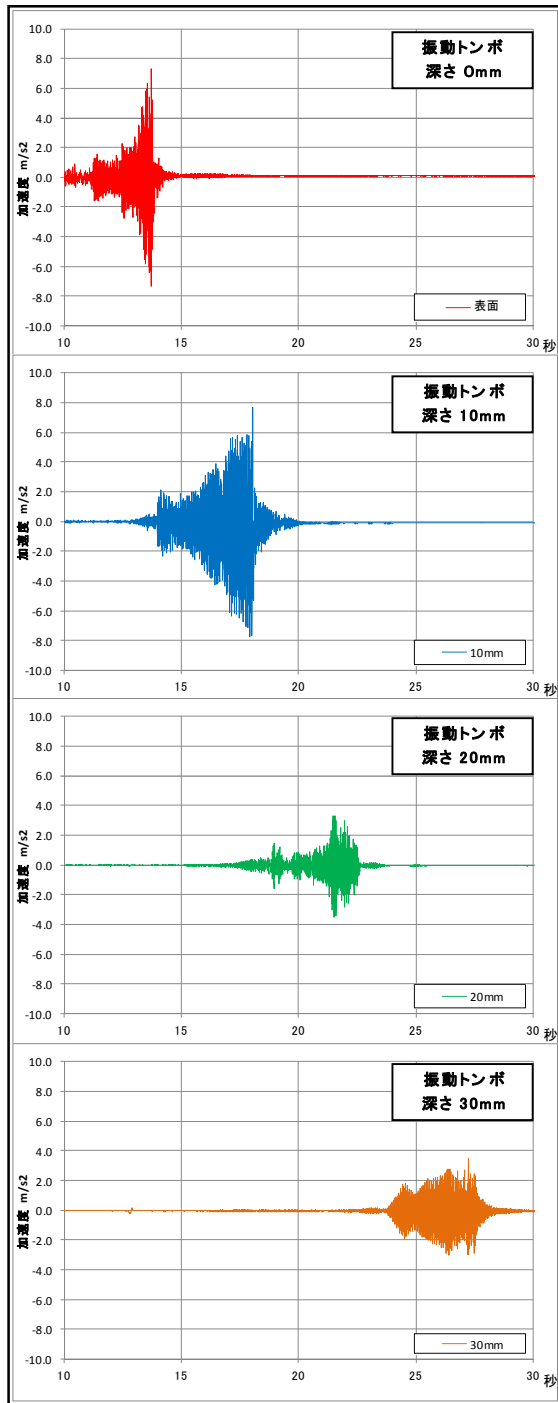


図 4-5-4 振動トンボによる
コンクリート中の加速度

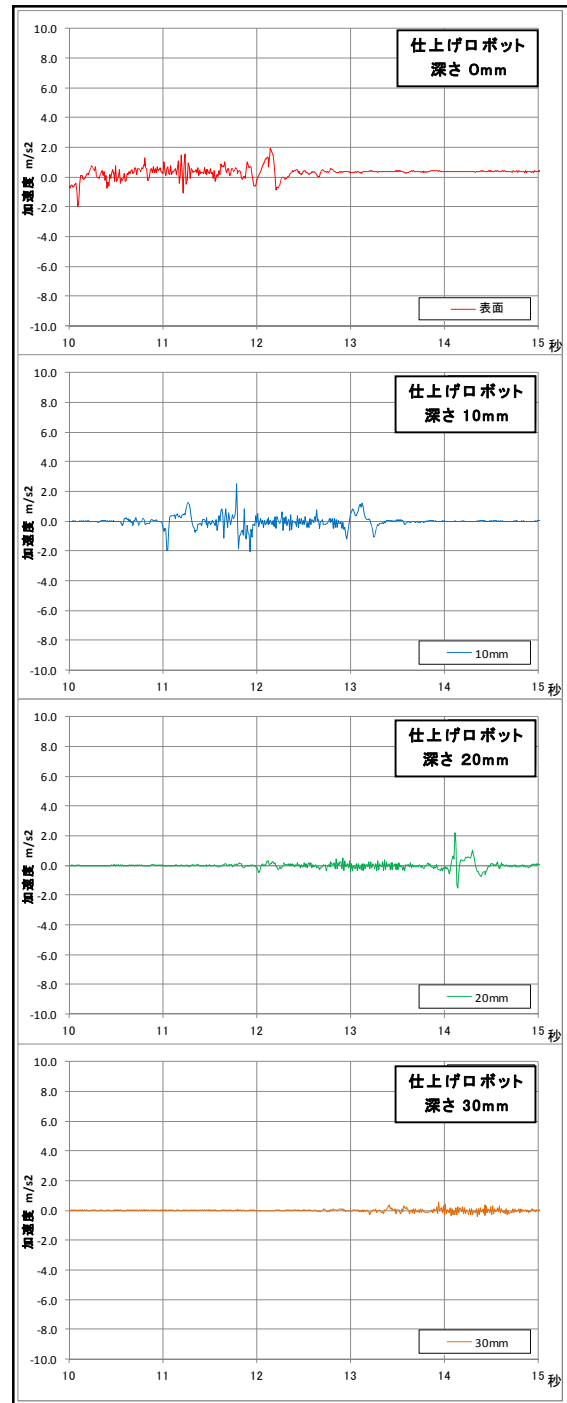


図 4-5-5 仕上げロボットによる
コンクリート中の加速度

振動トンボの計測結果を図 4-5-4 に、仕上げロボットの計測結果を図 4-5-5 に示す。振動トンボは深さ 3cm の間に最大 8m/s^2 、約 5 秒程度の加速度が作用していることがわかる。一方、仕上げロボットは最大 2.5m/s^2 、約 3 秒程度の加速度である。本結果により、振動トンボは表面の締固めと平坦化に、仕上げロボットは表面の平滑化に寄与しているものとする。また、各位置で測定された振動数を表 4-5-4 に示す

加速度センサの最大加速度の計測結果をグラフ化すると、各深さの分布は図 4-5-6 のようになる。振動トンボは 10～20mm の間で、仕上げロボットは 20～30mm の間で大きく減衰していることから、本天端仕上げシステムは、天端から 30 mm 程度までのかぶりコンクリート部分の締固めに有効であると推察される。

表 4-5-4 振動数の計測結果

	振動トンボ	仕上げロボット
0 mm	31.5	43.4
10 mm	30.1	43.0
20 mm	29.5	43.1
30 mm	29.9	43.1
平均	30.3	43.2

(Hz)

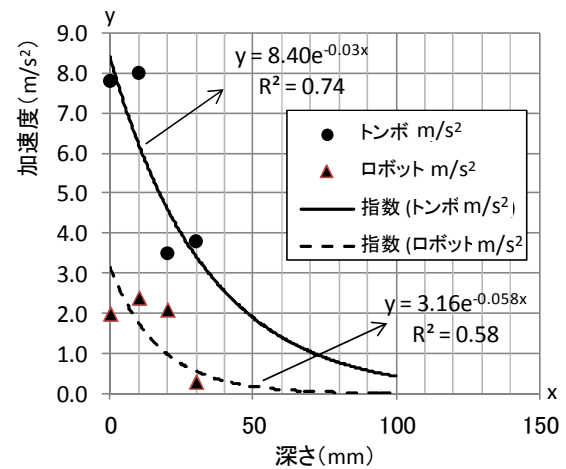


図 4-5-6 最大加速度の分布

(2) テストハンマーによるコンクリート天端の反発度測定

材齢 14 日において、テストハンマーによるコンクリート表面の反発度試験を実施した。試験状況を写真 4-5-12 に示す。また、試験結果を表 4-5-5 (数値データ) と図 4-5-7 (オリジナルデータ) に示す。

金ごてによる通常均し (CASE-1) は、反発度は 3 ケース中 2 番目であるが、バラツキを示す標準偏差が 5.371 と最も大きい。

振動トンボ+金ごて (CASE-2) は、反発度は CASE-1 より若干低いものの、標準偏差が 2.328 と最も小さく、より均一な品質を実現していることが確認できる。

振動トンボ + 仕上げロボット (CASE-3) は、標準偏差は CASE-2 よりやや劣るものの、反発係数は 3 案中最も大きく、均一性・強度の発現ともに優れている結果となった。



写真 4-5-12 テストハンマー試験状況

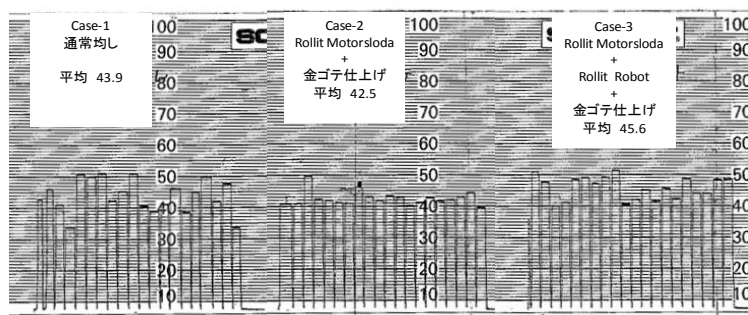


図 4-5-7 試験結果（オリジナルデータ）

表 4-5-5 試験結果（反発係数）

No.	CASE-1	CASE-2	CASE-3
測点	通常均し	振動トンボ + 金ごて	振動トンボ + 仕上げロボ ット
1	43	41	51
2	46	41	48
3	41	50	40
4	34	42	41
5	51	42	48
6	50	41	49
7	51	41	47
8	42	46	49
9	45	43	51
10	51	42	40
11	40	43	42
12	39	43	45
13	41	40	41
14	46	41	45
15	38	43	42
16	45	42	49
17	50	42	44
18	42	43	44
19	48	44	48
20	34	39	48
平均	43.9	42.5	45.6
標準偏差	5.373	2.328	3.662

(3) 表面 2 点法（聴強器）⁹⁾によるコンクリート天端の強度試験

材齢 14 日において、表面 2 点法による強度試験を実施した（写真 4-5-13）。本強度測定方法は、衝撃弾性波の伝播速度（弾性波速度）に基づく構造体コンクリートの圧縮強度推定方法である。表面 2 点法による圧縮強度推定方法の測定装置と測定概要を写真 4-5-14 と図 4-5-8 に示す。表面 2 点法とは、構造体コンクリートの弾性波速度測定方法の一つで、間隔および感振方向が固定された 2 個の加速度センサを用いて衝撃弾性波の位相速度（伝播速度）を測定する方法である。コンクリート強度が高いほど、伝播速度は速くなる。測定結果を表 4-5-6 に示す。衝撃弾性波の伝播速度は、CASE-3 が最も速く、CASE-1 が最も遅い結果となった。



写真 4-5-13 表面 2 点法実施状況

衝撃弾性波による到達時間は、衝撃弾性波が最短距離を通過することから床版表層付近の強度が密接に関係すると考えられ、本結果から振動ロボットは表層付近の緻密化に影響を与えていると推察される。



写真 4-5-14 表面 2 点法測定装置

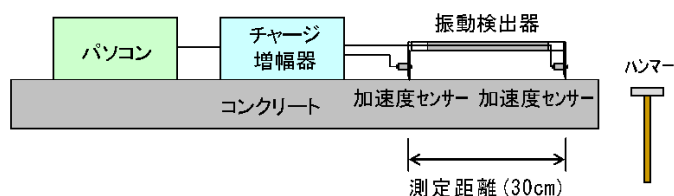


図 4-5-8 表面 2 点法の概要

表 4-5-6 衝撃弾性波の伝播速度計測結果

測定番号 No.	弾性波速度 m/s	推定強度* N/mm ²	到達時間 sec.	測定間隔 cm	初期位相 μsec.	測定部位
① CASE-1 通常均し(パイプレーター+木ゴテ均し+金ごて仕上げ)						
001-1	4279.7	43.3	7.22E-05	30.0	0.0	スラブ
001-2	4193.0	33.0	7.39E-05	30.0	0.0	スラブ
001-3	4247.3	39.4	7.29E-05	30.0	0.0	スラブ
平均	4240.0	38.6	7.30E-05	30.0	0.0	
② CASE-2 パイプレーター+振動トンボ+金ごて仕上げ						
001-1	4239.9	38.6	7.30E-05	30.0	0.0	スラブ
001-2	4261.2	41.1	7.26E-05	30.0	0.0	スラブ
001-3	4325.9	48.7	7.13E-05	30.0	0.0	スラブ
平均	4275.7	42.8	7.23E-05	30.0	0.0	
③ CASE-3 パイプレーター+振動トンボ+均しロボット						
001-1	4355.2	52.1	7.08E-05	30.0	0.0	スラブ
001-2	4355.1	52.1	7.08E-05	30.0	0.0	スラブ
001-3	4208.8	34.9	7.36E-05	30.0	0.0	スラブ
平均	4306.4	46.4	7.17E-05	30.0	0.0	

*圧縮強度の推定はσ18で実施したφ100mm切りだしコアによる圧縮強度および弾性波速度試験結果による

(4) 引っかかり傷によるコンクリート天端の強度試験¹⁰⁾

本試験方法は、コンクリート表面に一定の荷重をかけて引っかかり傷をつけ、その傷幅からコンクリート表面の圧縮強度を推定する試験方法であり、構造体コンクリートおよび強度試験用供試体について、任意に圧縮強度の推定ができる。この試験器は個人差がなく、一定の角度と荷重でコンクリート面に引っかかり傷をつけられる簡易な試験器である(図4-5-9)。試験器には、圧力1.0kgと0.5kgの2種類のトガリピンが仕込まれており、2cm/秒で10cmの長さの傷をつける。引っかかり傷幅の測定はクラックスケールによる目視となる。引っかかり傷幅と強度の関係を図4-5-10に示す。試験の特性上、コンクリート表面1mm以下についての強度推定となることから、表層の締固めではなく、表皮部分の測定となると考えられる。したがって金ごてと仕上げロボットによる表皮の強度比較となる。

測定状況を写真4-5-15に、測定結果を表4-5-7に示す。引っかかり傷幅の計測結果はいずれも0.4~0.5mmであり、明確な差異は認められなかったが、僅かに金ごて仕上げが、仕上げロボットより優れた結果となった。推定強度は25~30N/mm²となり、コンクリート天端の表皮部分は僅かではあるがブリーディングにより強度が低下しているものと考えられる。

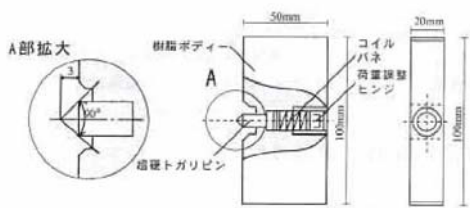


図 4-5-9 引っかかり試験器構造図



写真 4-5-15 引っかかり試験状況

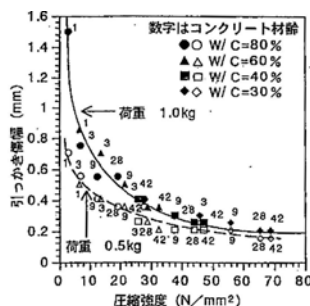


図 4-5-10 引っかかり傷幅-強度相関図

表 4-5-7 引っかかり傷幅測定結果

	圧力 kg	1回目 mm	2回目 mm	3回目 mm	平均 mm
CASE-1	1.0	0.4	0.5	0.5	0.467
通常均し(金ごて)	0.5	0.4	0.4	0.4	0.400
CASE-2	1.0	0.4	0.5	0.5	0.467
振動トンボ+金ごて	0.5	0.4	0.4	0.4	0.400
CASE-3	1.0	0.5	0.5	0.5	0.500
振動トンボ+仕上げロボット	0.5	0.5	0.4	0.4	0.433

(5) 小径コアによる表層部の吸水試験

材齢 29 日において、CASE-1～ CASE-3 について、小径コア（φ 25mm）によるコンクリート天端の吸水試験を各々 3 体、合計 9 体実施した（写真 4-5-16）。

片平・河野¹¹⁾らの研究（以下、文献¹¹⁾と称す）によれば、本試験方法は短期間で結果が得られること、吸水性及耐凍害性、耐中性化性、耐塩分浸透性は密接に関連していることが報告されており、本試験結果が耐久性を評価する指標になりうると考えた。調査目的が天端コンクリートの品質であることから、コアの長さは天端から約 5cm とした。



写真 4-5-16 吸水試験浸せき状況

a) 試験方法

吸水率試験：基本的な考えは粗骨材の吸水率試験法（JIS A 1110）と同じである。

吸水させたコンクリートの質量 m_s と乾燥させたコンクリートの質量 m_D から式 4.5.1 により吸水率 Q (%) を求める。

$$Q = \frac{m_s - m_D}{m_D} \times 100 \quad \dots \text{式 4.5.1}$$

短時間吸水量試験：コアは 100～110℃で約 2 日間かけて完全に乾燥させた（図 4-5-11）。

その後、室温まで冷やし、これを一定時間沈めた時の吸水量を測定する。浸せき時間は 2 分、5 分、10 分、30 分、1 時間、3 時間、6 時間、4 日、7 日とし、各時間毎に水中から引き上げ、質量を測定する。測定に要する時間はそれぞれ 10 秒程度とした。コアを沈める水槽の水深は、水圧がどれも同じになるようコアの直径+1cm (=3.5cm) 程度とした。

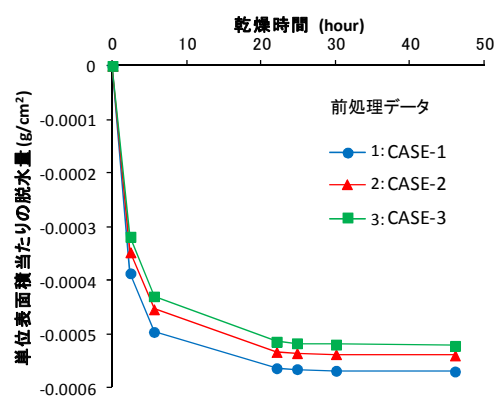


図 4-5-11 脱水量の経時変化

文献¹¹⁾によれば、短時間の吸水量を評価するにあたって、外形の違いが結果に影響を与えることから、式 4.5.2 による修正が提案されており、本研究においてもこれを採用することとした。

$$Q_s = \frac{mn - m_0}{2\pi(r-0.3)^2 + 2\pi(r-0.3) \times (L-0.6)} \times 100 \quad \dots \text{式 4.5.2}$$

Q_s : 修正吸水量 (g/cm²)
 mn : 水中に n 分間沈めた後のコア質量 (g)
 m_0 : コアの絶乾重量 (g)
 r : コアの半径 (cm)
 L : コアの長さ (cm)

b) 試験結果

吸水試験の結果を表 4-5-8 に示す。修正吸水量 Q_s 、吸水率 Q はともに経過時間 1 時間程度では収束傾向にあり、修正吸水量、吸水率ともにほぼ文献¹¹⁾における $W/C=40\%$ に近い結果となった。

図 4-5-12 は修正吸水量の経時変化の測定結果を示す。CASE-1～ CASE-3 の比較を行う。CASE-1

(通常均し)とCASE-2(振動トンボ+金ごて仕上げ)を比較すると、CASE-2は修正吸水量、吸水率ともに5%だけCASE-1より小さい結果となっており、振動トンボによる振動がコンクリートの緻密化に影響を与えたものと考えられる。また、CASE-2とCASE-3(振動トンボ+仕上げロボット)を比較すると、僅かではあるが修正吸水量、吸水率ともにCASE-3が小さい結果となっており、仕上げロボットは、その自重による圧力と振動で更なるコンクリート表面の緻密化に影響を与えたものと考えられる。

表 4-5-8 吸水試験結果

	CASE-1			CASE-2			CASE-3		
乾燥重量 m_0 (g)	60.57			51.32			48.22		
平均長さ L (cm)	5.97			5.03			4.68		
平均半径 r (cm)	1.21			1.21			1.21		
	ma-mo 吸水量 (g)	Qs 修正吸水量 (g/cm ²)	Q 吸水率 (%)	ma-mo 吸水量 (g)	Qs 修正吸水量 (g/cm ²)	Q 吸水率 (%)	ma-mo 吸水量 (g)	Qs 修正吸水量 (g/cm ²)	Q 吸水率 (%)
計測前	0.000	0.000	0.0	0.00	0.000	0.0	0.00	0.000	0.0
2分	0.033	1.15	0.032	0.85	0.028	1.7	0.75	0.026	1.6
5分	0.083	1.59	0.044	1.22	0.040	2.4	1.07	0.037	2.2
10分	0.167	2.06	0.057	1.59	0.052	3.1	1.37	0.048	2.8
30分	0.500	2.97	0.083	2.31	0.076	4.5	2.04	0.072	4.2
1時間	1.000	3.42	0.095	2.70	0.088	5.3	2.46	0.086	5.1
3時間	3.000	3.55	0.099	2.82	0.093	5.5	2.60	0.091	5.4
6時間	6.000	3.59	0.100	2.86	0.094	5.6	2.64	0.092	5.5
4日	96.000	3.75	0.104	3.01	0.099	5.9	2.75	0.096	5.7
7日	168.000	3.79	0.105	3.04	0.100	5.9	2.78	0.097	5.8

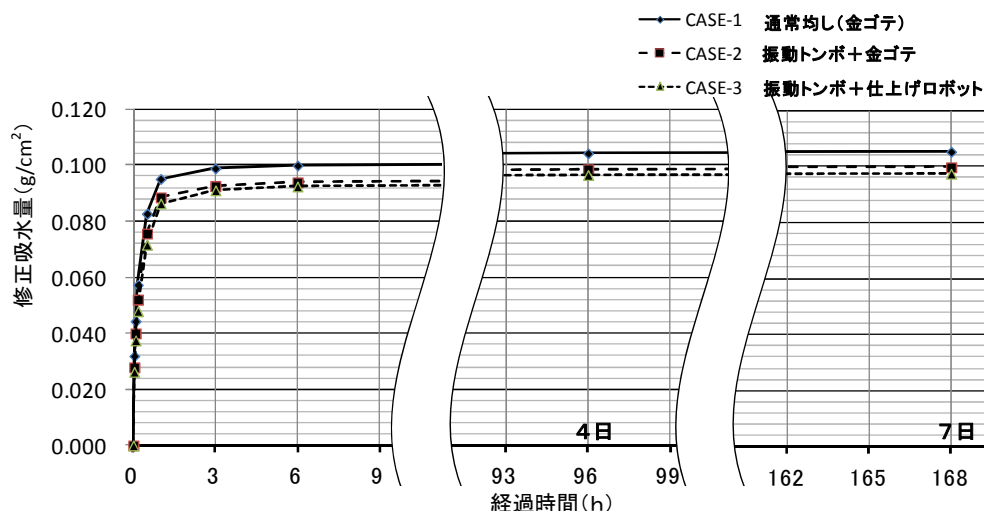


図 2-5-12 修正吸水量の経時変化

(6) $\phi 100$ mm コアによるコンクリートの圧縮強度試験

材齢 18 日において、CASE-1～CASE-3 について、鉛直コア ($\phi 100$ mm) によるコンクリート圧縮強度試験を実施した。コアの外径および高さ (163.8～175.1mm) の違いによる補正を加えた圧縮強度の試験結果を表 4-5-9 に、弾性係数の試験結果を表 4-5-10 示す。

圧縮強度に関して、本材料の設計基準強度は 40N/mm^2 であり、コア供試体はいずれもこれを上回っている。しかし、ここでも通常仕上げの CASE-1 に比べ、振動トンボによる振動を加えた CASE-2 および CASE-3 の強度が高い結果となった。CASE-2 および CASE-3 の間には明確な差異は認められなかった。静弾性係数に関して、圧縮強度と同様に CASE-1 に比べ、CASE-2 および CASE-3 の強度が高い結果となった。以上により振動トンボによる振動が床版コンクリートの緻密化に影響

を与えたものと考えられる。仕上げロボットにはこのような効果は認められず、締固めの効果はかぶりコンクリート（表層）の範囲に限定されたものであると考えられる。

また、圧縮強度と同時に弾性波速度も測定しており、この時の圧縮強度と弾性波速度の関係を図 4-5-13 に示す。

表 4-5-9 φ100mm コアによる
圧縮強度試験結果 (σ18)

供試体No.	CASE-1	CASE-2	CASE-3
①	56.8	58.1	54.9
②	49.9	56.9	58.9
③	55.0	60.0	60.8
圧縮強度 平均	53.9	58.3	58.2

ここに、
CASE-1 通常均し(金ゴテ)
CASE-2 振動トンボ+金ゴテ
CASE-3 振動トンボ+仕上げロボット

表 4-5-10 φ100mm コアによる
弾性係数試験結果 (σ18)

供試体No.	CASE-1	CASE-2	CASE-3
①	32.5	31.7	33.4
②	32.3	32.2	34.9
③	30.1	31.8	33.1
静弾性係数 平均	31.6	31.9	33.8

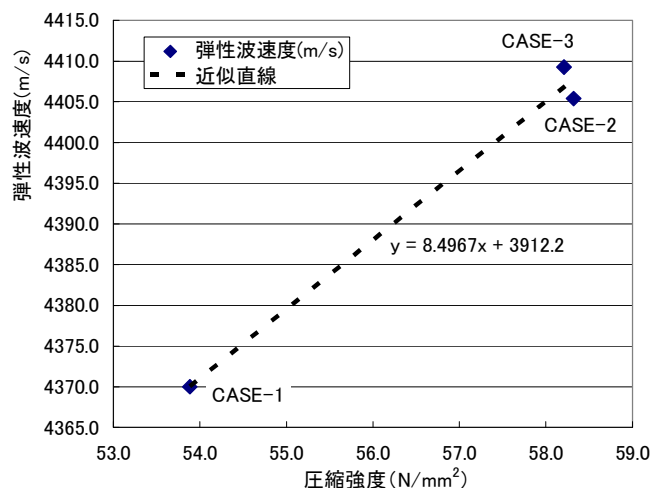


図 4-5-13 φ100mm コアによる圧縮強度と弾性波速度の関係 (σ18)

(7) ビッカース硬さ試験

コンクリート天端からの深さ方向の強度変化の測定としてJIS B 7735「ビッカース硬さ試験」に準拠して試験を実施¹²⁾した。試料は、φ100mm×200mmの切り出したコアの供試体について、図 4-5-14に示すように厚さ10mmの板状に切り出し、測定箇所の位置にある粗骨材周囲を幅33mmに切り出し測定面を研磨した。プロピレングリコールを潤滑材として、ターンテーブル(Struers 社製 Knuth-Rotor-3、直径：250mm、回転数：300rpm)上で試験片を研磨した。研磨は、直交する2方向について、それぞれ研磨紙の#500で各3分、#800で各3分、#1200で各3分、#2400で各3分、#4000で各3分実施した。測定は、アカシ㈱社製微小硬さ試験機を用いて打込み面から垂直方向の粗骨材界面に対して、20、40μm離れた位置について、深さ0、10、40、100mmでのビッカース硬さを求めた。载荷は、荷重0.049N、負荷速度3μm/s、载荷時間15秒で行った。

計測結果を図 4-5-15 に示す。0mm 付近では、20、40μmともに強度が乱れており、ブリーディングによる影響と推察される。深さ10～100では、20、40μmともにCASE-1が最も強度の低い結果となった。骨材から20μmでは、CASE-2とCASE-3はほぼ同等、40μmではCASE-2がやや強度は高い結果となった。振動トンボによる強度向上の効果が認められる結果となった。

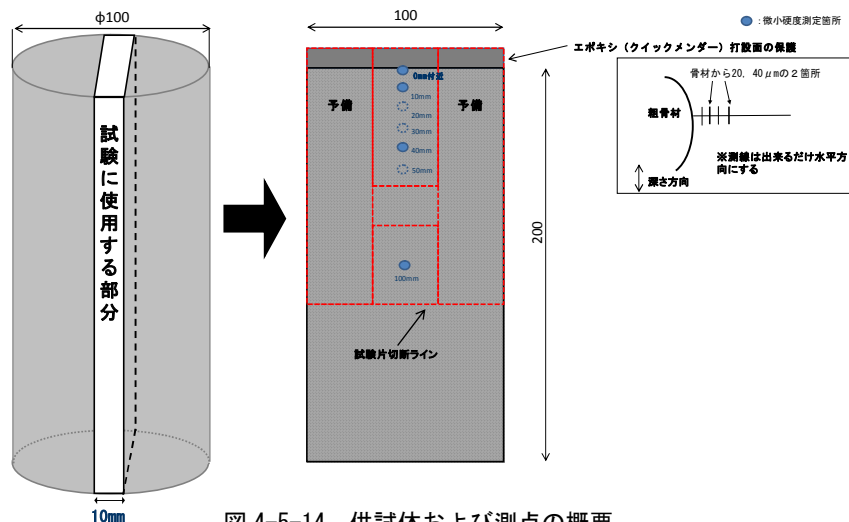


図 4-5-14 供試体および測点の概要

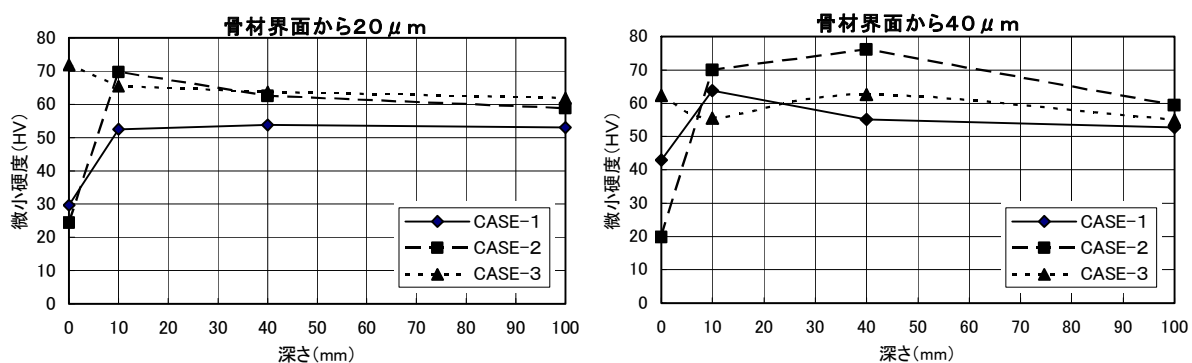


図 4-5-15 ビッカース硬さ計測結果

(8) 走査型電子顕微鏡による細孔構造観察

CASE-1～CASE-3 について、コンクリート表層付近を走査型電子顕微鏡 (Scanning Electron Microscope、SEM) を用いた細孔構造観察を実施した。観察はビッカース硬さ試験で作成した φ100 mm のコアから切り出した厚さ 10mm の板状供試体を使用した。SEM は、FEI 社製 Quanta W50 である。観察結果を写真 4-5-17 に示す。CASE-1 は組織が粗く、空隙が見受けられる。CASE-2 および CASE-3 は組織が緻密化していることがわかる。CASE-2 と CASE-3 では、明確な差異は認められない。これにより、振動トンボによるコンクリート表層付近の緻密化効果が明らかとなった。

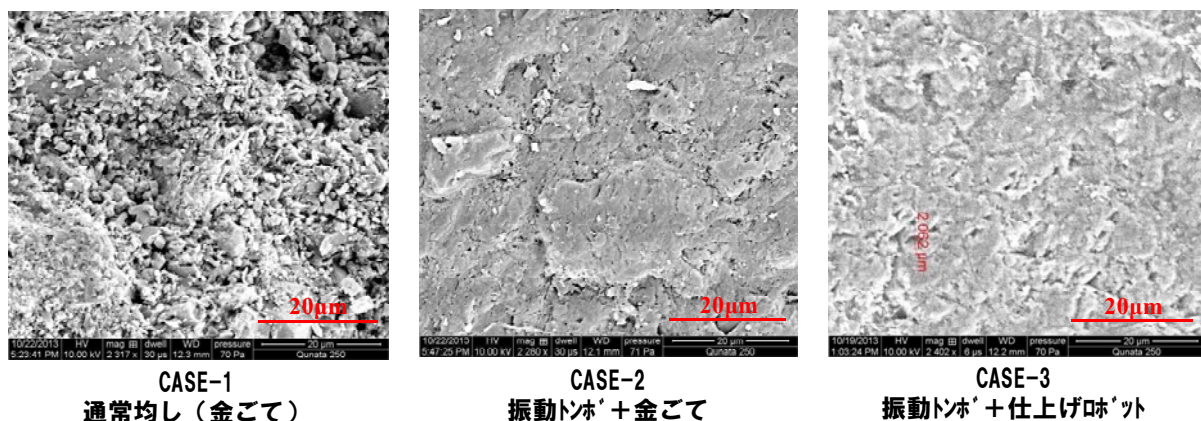


写真 4-5-17 走査型電子顕微鏡による表層付近の組織

(9) φ100 コア供試体によるスライス吸水試験

天端仕上げシステムによる品質向上効果の深さ方向への影響分布の把握を目的として、φ100 コア供試体を用いて、CASE-1～CASE-3 についてスライス吸水試験を実施した。供試体は試験面が床版天端から深さ 0, 10, 20, 30, 40, 50 mm になるよう 10mm 間隔でコンクリートカッターにてスライスし、試験面以外の側面、底面はエポキシ系樹脂でシールすることで試験面以外からは水が供給されない構造とした（図 4-5-16、写真 4-5-18）。浸せきは試験片の上端が水深 2cm となるよう統一し、各試験片に同じ水压が作用するようにした（写真 4-5-19）。試験片は各ケースの各深さ各々 3 体とし、合計 54 体について浸せき時間 0, 10, 30, 60, 180, 360 分の吸水量を計測した。

図 4-5-17 は、各ケース毎の吸水率の経時変化を示す。180 分と 360 分では大きな変化はなく、収束傾向にあると判断できる。各ケースとも、0mm が最も吸水率が高かった。これは天端コンクリートがブリーディングの影響を受けていることによるものと考えられる。その中でも CASE-3 が最も大きい結果となった。CASE-3 の仕上げロボットが凹凸を有するほうき目仕上げの仕様であったため、水に接する表面積が金ごて仕上げよりも大きくなったためと考えられる（写真 4-5-20）。深さ 10～50mm については、CASE-2 および CASE-3 の吸水率が CASE-1 を下回っており、振動トンボの効果については確認できた。

図 4-5-18 は、各深さ毎の吸水率の経時変化を、3 ケースで比較したものである。ここでも 0mm を除いては、CASE-2 および CASE-3 の吸水率が CASE-1 を下回っている。特に深さ 20 および 30mm の CASE-2 の吸水率の低さが特徴的である。

図 4-5-19 は、各時間毎の吸水率の鉛直方向の分布を、3 ケースで比較したものである。振動トンボの効果は概ね 10～30mm 程度であることが確認できた。

以上により、CASE-2 は CASE-1 に対して明確な緻密化の効果が確認できた。CASE-3 は CASE-1 に対して僅かであるが、効果が確認できたが、ここでは CASE-2 に対する優位性は確認できなかった。

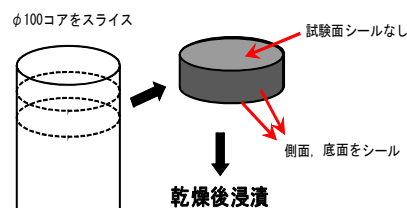


図 4-5-16 スライス吸水試験



写真 4-5-18 スライス供試体

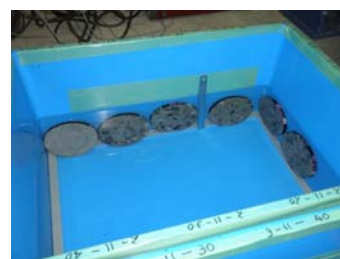


写真 4-5-19 浸せき状況



写真 4-5-20 天端の状況

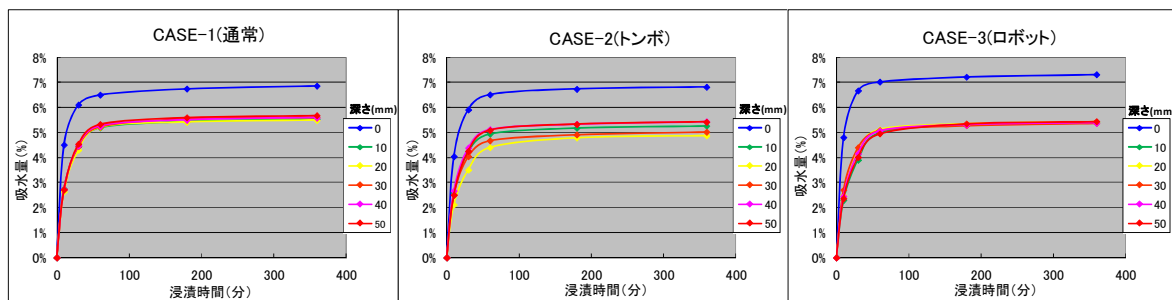


図 4-5-17 各ケース毎の吸水率の経時変化

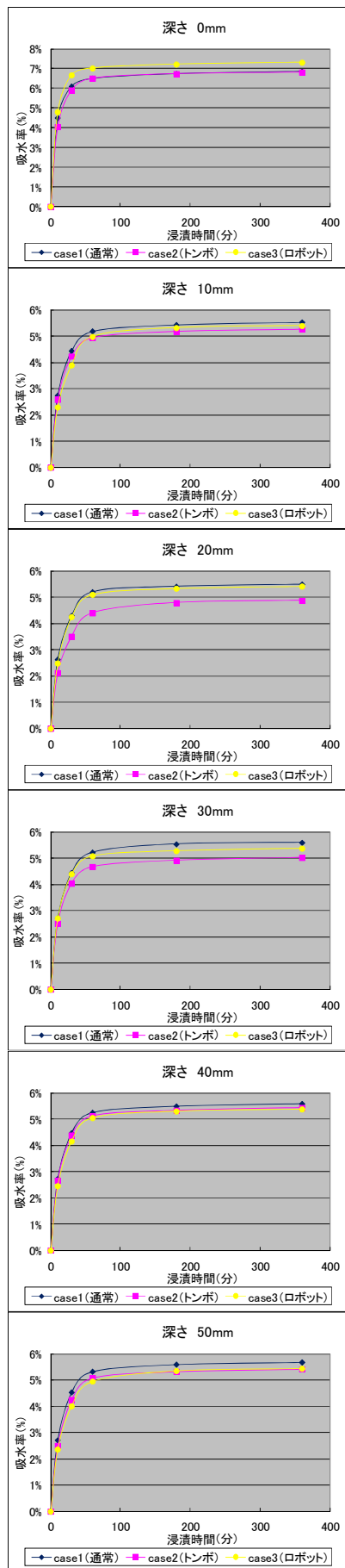


図 4-5-18 各深さ毎の吸水率の経時変化

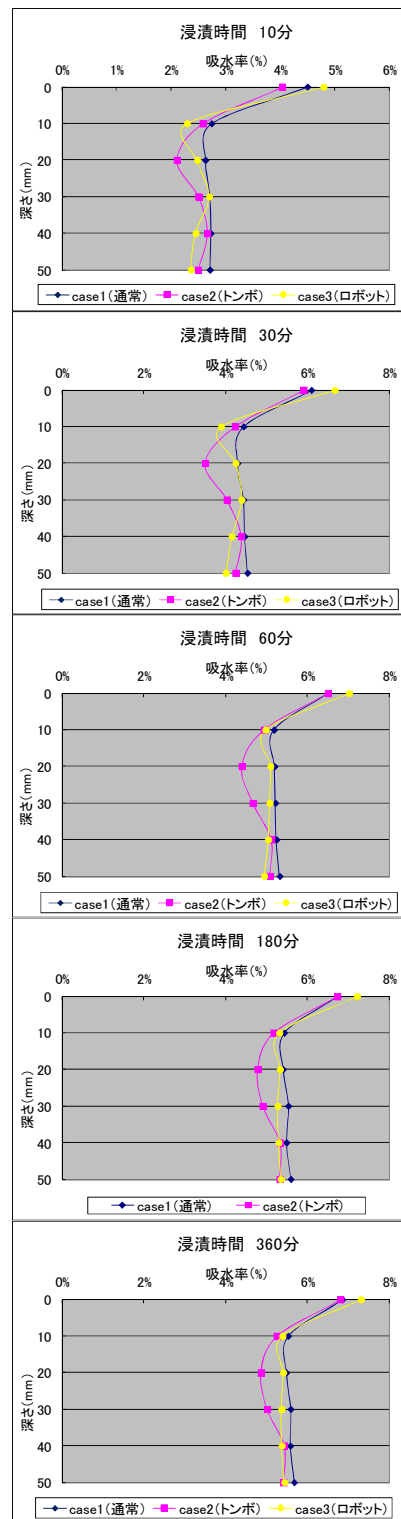


図 4-5-19 各時間毎の吸水率の鉛直方向の分布

4.6 床版表層部の締固めに要したエネルギーの推定

天端仕上げ機材（振動トンボ・仕上げロボット：以下、機材と称す）が発生させる運動エネルギーとコンクリートに伝達されたエネルギーとの関係の把握を試みる。

コンクリートに伝達された締固めエネルギー（仕事量）は、2012 制定コンクリート標準示方書〔規準編〕¹³⁾に基づき、式 4.6.1 で求めることができる。

$$E_{ii} = m_{ii} \cdot \alpha_{\max}^2 \cdot t_i / (2\pi)^2 f \quad \dots \text{式 4.6.1}$$

ここに、

E_{ii} : 締固め仕事量 (J/L : J = kg · m² · s⁻²)

m_{ii} : 試料の密度 (kg/L)

α_{\max} : 正弦波振動の最大加速度 (m/s²)

t_i : 振動時間 (s)

f : 振動数 (s⁻¹)

振動による締固めは、運動エネルギーが減少する過程でコンクリートに力が作用し、構成粒子が空隙を充填するように移動するものと考えられる。式 4.6.1 は、初等力学の、 $E=mv^2$ (v : 速度) において、 $v=\alpha_{\max}/2\pi f$ とし、1 周期で 2 回振動エネルギーが供給されると考え、振動時間 t_i における締固めの仕事量について整理したものである¹⁴⁾。ここでは、本式を用いて機材が発するエネルギーおよびコンクリートに伝達される締固めエネルギーの把握を試みる。

4.6.1 機材の発するエネルギー

機材の発するエネルギーを把握するために、自由状態で加速度の測定を行った。

(1) 振動トンボの発するエネルギーの測定

振動トンボは、床に置いた状態で電源を入れると、跳ね上がるために測定が困難である。そこで、振動トンボのエネルギーの測定は、引棒（天端均し時に振動トンボを引っ張る棒）を取り付ける金具を万力にて H 鋼の架台に支持した。加速度計は振動トンボ中心部の裏面に接着剤にて取り付けた。写真 4-6-1 に計測状況を示す。



写真 4-6-1 振動トンボの加速度の計測状況

(2) 仕上げロボットの発するエネルギーの測定

仕上げロボットはゴムローラーが回転しなければ振動しない構造になっているため、このままでは測定が困難である。また、ローラー下面に計器を配置することも難しい。

そこで、計測に際しては、一部電気配線を変更し、ゴムローラーが回転しなくても振動する構造とした。また、仕上げロボットを上下反転させることにより、振動面を上面とすることで計測可能な状態にした。この際ゴムローラー上面には木製型枠パネル（コンパネ、厚さ 12mm）を設置し、この上に自重相当の 70kg の重りを載せることで、施工状態に近づける措置を施した。加速度計は 5 点配置し、コンパネに接着剤にて取り付けた。写真 4-6-2 に計測状況を示す。

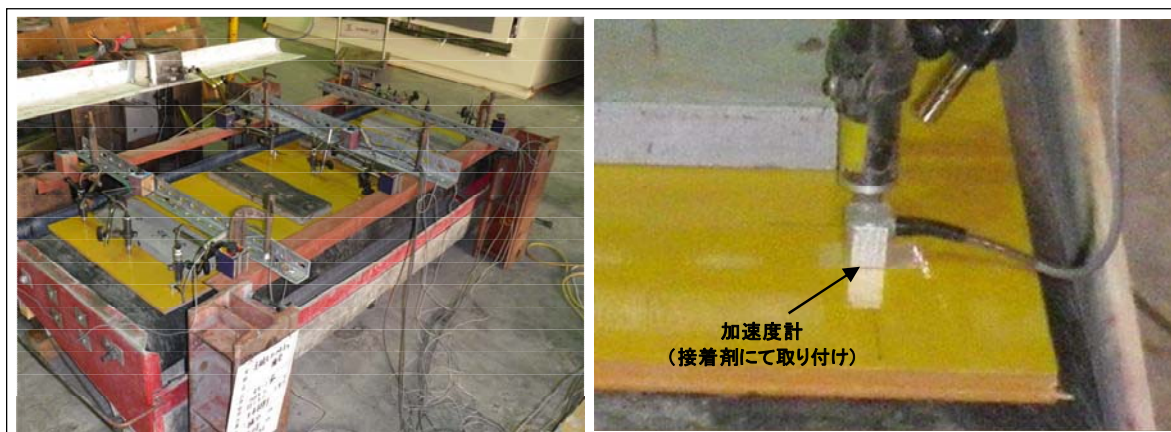


写真 4-6-2 仕上げロボットの加速度の計測状況

(3) 計測結果（振動トンボ）

図 4-6-1 に振動トンボの加速度計測結果を示す。最大加速度の平均値は 18m/s^2 であった。電源のオン・オフ付近は振動が一時的に乱れるため、除外して評価した。振動数は 20Hz であった。

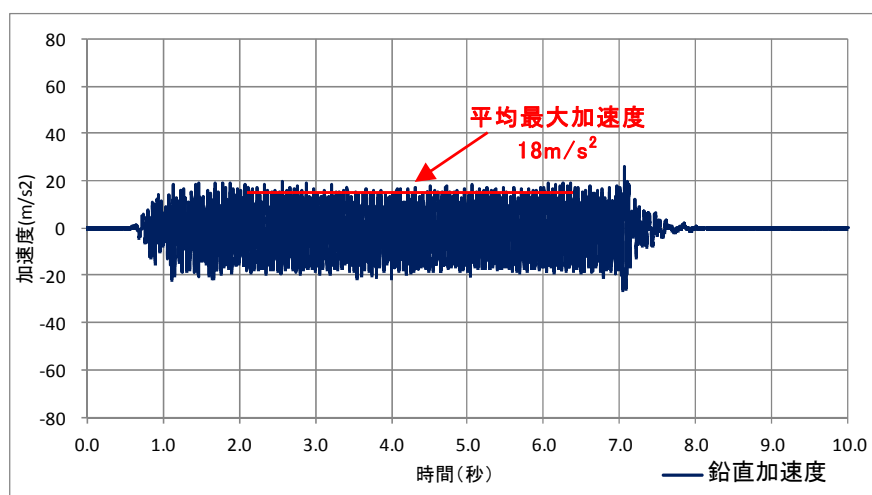


図 4-6-1 振動トンボの加速度計測結果

(4) 計測結果（仕上げロボット）

図 4-6-2 に仕上げロボットの加速度計測結果を示す。仕上げロボットはコンクリート面に接す

る面積が大きいため、図右下のように加速時計を5箇所配置した。加速時計 A3 が大きな値を示しているのは、振動機がここに設置されているためである。平均最大加速度の平均値は 13m/s^2 であった。ここでも電源のオン・オフ付近は振動が一時的に乱れるため、除外して評価した。振動数は 47Hz であった。

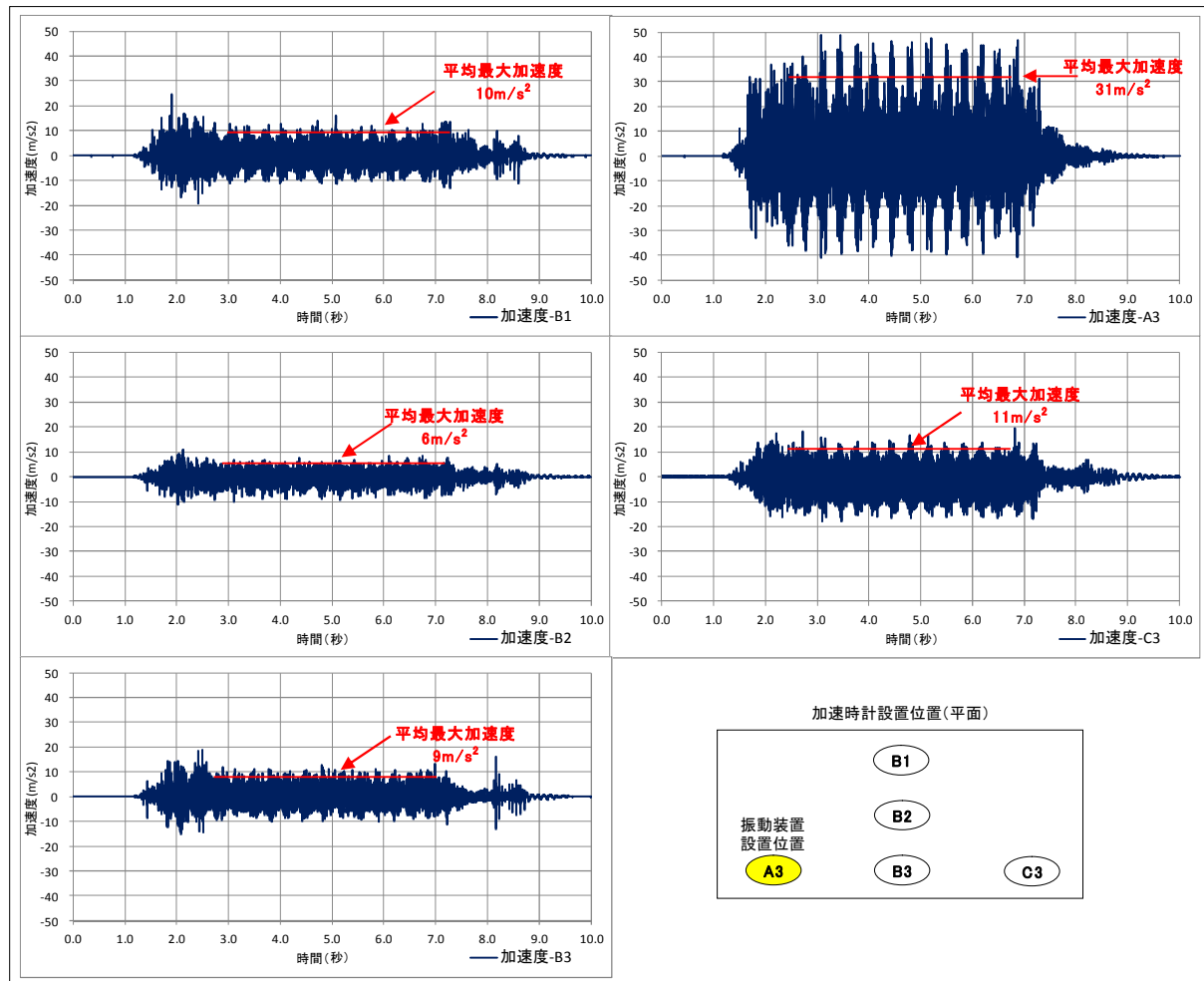


図 4-6-2 仕上げロボットの加速度計測結果

(5) 機材の発するエネルギーの算出

式 4.6.1 において、資料の密度 (kg/L) の代わりに天端仕上げ機材の重量 (kg) を代入し、計測で得られた結果を入力して単位時間 (秒) あたりで整理すると、機材が発するエネルギー(仕事率)は表 4-6-1 で表される。

表 4-6-1 機材が発するエネルギー (1 秒あたり)

	重量 m kg	$\alpha \text{ max}$ m/s^2	t_i s	f s^{-1}	E_{ti} J
振動トンボ	9	18.0	1.0	20.0	3.693
仕上げロボット	70	13.0	1.0	47.0	6.376

4.6.2 コンクリートに伝達されたエネルギー

試験施工において機材によってコンクリートに作用したエネルギーを算出する。ここでは、加速度の計測結果図 4-5-5、図 4-5-6 および図 4-5-7 から、機材直下のコンクリート天端から 5cm

に伝達されたエネルギーの算出を試みる。深さ方向の最大加速度は図 4-5-7 における近似式を用いると、1 秒あたりの各深さのエネルギー（仕事率）が求められ、この平均値に図 4-6-3 のように機材直下 5cm のコンクリートの体積を乗ずることで、この範囲に伝達した全エネルギーが得られる（表 4-6-2）。

表 4-6-3 は、機材が発したエネルギーとコンクリートの表層部に伝達したエネルギーの比率を示したものである。伝達率は振動トンボで 23.3%，仕上げロボットで 3.6% となった。

振動トンボはコンクリート打設時の平坦化に使用するバイブレータの一種であり、表層部への伝達率は高くなっている。

一方、仕上げロボットは、重量は約 70kg と重く、機材が発するエネルギーも振動トンボより大きいですが、伝達率は低い結果となった。これは、仕上げロボットの使用時期が、金ごてと同様コンクリートの凝結開始後であり、硬化によりエネルギーが広い範囲に分散し、加速度が直下に伝達しにくくなっていること、コンクリート表面を滑らかに仕上げるために機材の表面がゴム製となっていることが主要因と推察される。通常の土間コンクリートに比べて、水セメント比およびスランプが小さく、かつ、早強コンクリートを使用するため凝結が早い PC 橋の天端コンクリートの平滑化（金ごて仕上げ）は厳しい労務であり、土間コンクリートで使用されている機材よりエネルギーの大きなものが必要となる。仕上げロボットは締固めではなく、硬化の始まったコンクリートの表面を叩くことによる平滑化と表層部の再振動的な役割を果たしていると推察される。

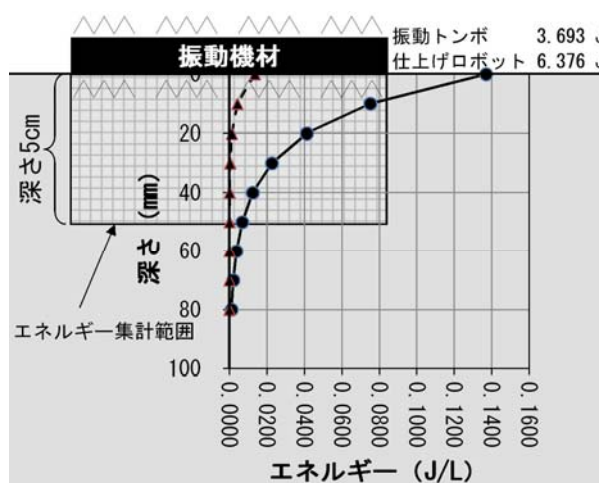


図 4-6-3 コンクリート中のエネルギーの分布

表 4-6-2 コンクリート表層部 5cm に伝達したエネルギー（仕事率）

	深さ mm	mti kg/L	α_{max} (推定) m/s^2	t _i s	f s^{-1}	E _{ti} J/L
振動トンボ Rollit Motorsloda	0	2.3	8.4	1.0	30.0	0.137
	10	2.3	6.2	1.0	30.0	0.075
	20	2.3	4.6	1.0	30.0	0.041
	30	2.3	3.4	1.0	30.0	0.023
	40	2.3	2.5	1.0	30.0	0.012
	50	2.3	1.9	1.0	30.0	0.007
	平均					0.049
機材下面5cmのコンクリートに与えられたエネルギー (J) E = 0.049 × (200/10) × (17.5/10) × (5/10) = 0.861						
ロボット Rollit Robot	0	2.3	3.2	1.0	43.0	0.014
	10	2.3	1.8	1.0	43.0	0.004
	20	2.3	1.0	1.0	43.0	0.001
	30	2.3	0.6	1.0	43.0	0.000
	40	2.3	0.3	1.0	43.0	0.000
	50	2.3	0.2	1.0	43.0	0.000
	平均					0.003
機材下面5cmのコンクリートに与えられたエネルギー (J) E = 0.003 × (200/10) × (70/10) × (5/10) = 0.230						

表 4-6-3 表層部に伝達するエネルギーの比率（伝達率、1 秒あたり）

	振動トンボ		仕上げロボット	
	エネルギー(J)	比率(%)	エネルギー(J)	比率(%)
自由時の機材の振動エネルギー	3.693	100.0	6.376	100.0
機材下面5cmのコンクリートに与えられたエネルギー	0.861	23.3	0.230	3.6

4.6.3 機材の進行速度を考慮した締固めエネルギーの検討

床版コンクリート表層部に与えられる締固め振動エネルギーは、機材自体のエネルギーおよび伝達率に比例し、機材の進行速度に反比例すると考えられる。ここでは、品質向上に一定の効果が認められた試験施工時の締固めエネルギーを把握し、異なる機材を使用する場合の対応方法の検討を行う。

実際の床版天端の施工は、機材を一定の速度で進行させることで行うことになる。この場合、コンクリートに伝達されるエネルギーは、直上を通過した時をピークに時間軸に対して山型の分布となることから、ここでは、試験施工時のエネルギー総量の算出に用いる等価加速度（最大加速度の平均値）は図 4-6-4 のように考え、各ケースの平均として等価加速度は振動トンボで最大加速度の 35%，仕上げロボットで 15%とした。算出結果を表 4-6-4 に示す。

表 4-6-5 は、試験施工で得られた締固めに関するデータを整理したものである。本データを参考にすることにより、異なる機材の使用を考える場合においても、機材の発する加速度を測定し、均し速度（機材を進行させる速度）を調整することで本研究と同程度の効果を得ることが可能になると考える。

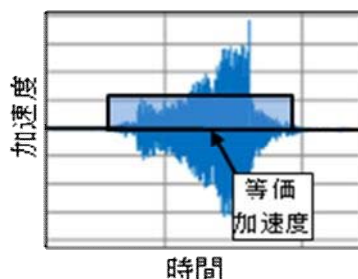


図 4-6-4 加速度の分布と等価加速度の概念

表 4-6-4 試験施工時に表層部（5cm）に伝達した締固めエネルギー

	深さ mm	密度 mti kg/L	最大加速度 α_{max} (推定) m/s^2	等価加速度 $\alpha_{max} \times 0.35$ m/s^2	振動時間 t_i s	振動数 f s^{-1}	エネルギー $E t_i$ J/L		深さ mm	密度 mti kg/L	最大加速度 α_{max} (推定) m/s^2	等価加速度 $\alpha_{max} \times 0.15$ m/s^2	振動時間 t_i s	振動数 f s^{-1}	エネルギー $E t_i$ J/L
振動トンボ Rollit Motorsloda	0	2.3	8.4	2.939	5.0	30.0	0.0839	仕上げ ロボット Rollit Robot	0	2.3	3.2	0.474	3.0	43.0	0.0009
	10	2.3	6.2	2.177	5.0	30.0	0.0460		10	2.3	1.8	0.265	3.0	43.0	0.0003
	20	2.3	4.6	1.613	5.0	30.0	0.0253		20	2.3	1.0	0.149	3.0	43.0	0.0001
	30	2.3	3.4	1.195	5.0	30.0	0.0139		30	2.3	0.6	0.083	3.0	43.0	0.0000
	40	2.3	2.5	0.885	5.0	30.0	0.0076		40	2.3	0.3	0.047	3.0	43.0	0.0000
進行速度 5cm/秒	50	2.3	1.9	0.656	5.0	30.0	0.0042	進行速度 20cm/秒	50	2.3	0.2	0.026	3.0	43.0	0.0000
	平均						0.0301		平均						0.0002
機材下面5cmのコンクリートに与えられたエネルギー (J) $E = 0.030 \times (200/10) \times (17.5/10) \times (5/10) =$								機材下面5cmのコンクリートに与えられたエネルギー (J) $E = 0.000 \times (200/10) \times (70/10) \times (5/10) =$							
0.527								0.015							

表 4-6-5 試験施工時のデータのまとめ

		振動トンボ	仕上げロボット
機材自体のエネルギー(1秒あたり)	J	3.963	6.379
表層5cmへのエネルギー伝達率	%	23.3	3.6
機材の進行速度	cm/s	5 (手動)	20 (自動)
表層5cmに与えられたエネルギー	J	0.527	0.015

4.7 作業効率に関する評価

PC 橋の天端仕上げの作業は、平坦化（粗整形、木ごてもしくはプラスチックごて）→平滑化（金ごて）の作業からなっており、一連の作業で左官 1 人あたり実働約 20m²/時間（新名神高速道路芥川橋¹⁵⁾の実績）の作業効率である。一方、本研究における天端仕上げシステムでは、実働で

①振動トンボ（平坦化）

試験施工の実績より、施工速度 3.0m/分

時間あたり、3.0m/分×幅 2.0m×60 分=360m²程度の面積の平坦化が可能となる。

②仕上げロボット（平滑化）

基本仕様として、施工速度 12m/分

時間あたり、12m/分×幅 2.0m×60 分=1440m²程度の面積の平滑化が可能となる。

天端仕上げシステムは、実際の作業としては機材のセットや電源コードの盛り替え等の段取り替えを考慮しても、平坦化と平滑化を合わせて時間当たり約 200 m²の天端仕上げが可能となると考えられるため、機械化により 1 システムあたり左官約 10 人分の施工能力が期待できる。

粘性の高いコンクリートを腰を屈めた状態で長時間力を込めて金ごて仕上げを行うことが求められる天端仕上げ作業は、PC 高架橋建設工事の中でも身体的に厳しい作業の一つであり、労務の軽減の観点からも、本システムの効果は大きいと考えられる。

4.8 考察

機材およびコンクリート中の加速度を計測することにより、一定の効果が認められた天端仕上げシステムのエネルギーとコンクリートへの伝達率を定量的に把握することができた。コンクリートに伝達される締固めエネルギーは機材の発するエネルギーに比例し、進行速度に反比例すると考えられる。したがって、異なる機材を使用する場合において、使用する機材が発するエネルギーを把握し、これに応じて機材の進行速度を調整することにより、本研究と同程度の効果を得ることが可能になると考える。

今回使用した仕上げロボットは、現在欧州で多いほうき目仕上げの仕様になっている。締固めエネルギーは小さく、表面仕上げに特化した機材であると考えられる。日本国内においては昨今、金ごて仕上げにすることが多く、これに適応させるためにはゴムローラーの表面の仕様を変更する等の改良が必要である。また、その場のコンクリート性状に合致した対応ができるよう、進行速度の調整が可能な改善も必要であると考えられる。したがって金ごて仕上げが要求される場合においては、振動トンボによる表層の締固めと平坦化に、金ごて仕上げに特化したトローウェル¹⁶⁾等による平滑化機材を組み合わせることも有効と考えられる。



写真 4-8-1 トローウェル¹⁶⁾

4.9 本章のまとめ

本章では、PC 橋の現場打ち床版コンクリート（想定スランプ 12cm 程度）の合理化を目的として、振動トンボおよび仕上げロボットによる天端仕上げシステムを取り上げ、通常の仕上げ方法と比較することで、その効果の検証を行った。試験結果の一覧を表 4-8-1 示す。

全 8 項目の品質に関する試験中、CASE-3（振動トンボ+仕上げロボット）は 4 項目で優位な結

果が得られた。特に表層部分の強度と関係が深いテストハンマー反発度と弾性波速度は CASE-3 が大きく上回っており、振動トンボ+仕上げロボットによる天端仕上げは表層部付近の強度向上に効果があると推察される。しかしながら、ビッカース硬度やφ100mm 鉛直コア強度、スライス吸水試験の3項目では CASE-2 が最も優れた結果であったことや、φ25mm 吸水試験では CASE-2 と近接した結果であったことから、その効果の差は僅かであり、かつ限定的であると考えられる。CASE-1（通常の金ごて仕上げ）は、テストハンマー反発度試験において、反発度のバラツキが大きいのが特徴である。天端均しシステムは2m 幅の広い単位で天端表面処理を行うのに対し、金ごて仕上げは金ごておよび木ごて寸法である30cm 程度の小さい範囲で仕上げを行うため、バラツキの大きい結果になったと考えられる。CASE-1 が6項目で最下位であったことから、天端仕上げシステムは床版天端の品質向上に一定の効果があることが明らかとなった。

作業効率においても、本研究で使用した天端仕上げシステム1組あたり左官10人相当の能力が期待できることから、施工の効率化の観点からも有効であると考えられる。

以上、現況において PC 高架橋の天端仕上げは左官によるものが一般的であるが、本研究により適切な天端仕上げシステムを使用することで、品質の向上のみならず労務の軽減が可能となることから、PC 高架橋建設の合理化に有効な技術であると判断できる。

表 4-8-1 品質確認試験結果一覧

試験項目	着目部位	着目性能	優 劣	備 考
1. テストハンマーによる反発度	表層部	強度	③>①>②	①はバラツキが大きい
2. 衝撃弾性波の伝播速度	表層部上面	強度	③>②>①	
3. 引っかき傷試験	表皮	強度	②=①≧③	あまり差がない
4. φ25mmコアによる吸水試験	表層5cm	耐久性	③>②>①	
5. φ100mmコアによる強度試験	床版全体	強度	②>③>①	
6. ビッカース硬度試験	表層部	強度	②≧③>①	
7. 走査型電子顕微鏡	表層部	緻密性	③≒②>①	
8. φ100mmスライス吸水試験	表層0～5cm	耐久性	②>③>①	

①CASE-1:金ごて ②CASE-2:振動トンボ+金ごて ③CASE-3:振動トンボ+仕上げロボット

〈参考文献〉

- 1) 国土交通省土地・建設産業局建設市場整備課：建設労働需給調査結果（平成25年10月調査），2013.11
- 2) 三上貴正，早野博幸，小野英哲：機械ごてによるコンクリート直仕上げ床の施工条件判断のためのコンクリート性状測定方法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第465号，pp11-18，Nov. 1994
- 3) 新井一彦：コンクリート直仕上げ作業用ロボットの開発に関する基礎的研究，日本建築学会構造系論文集，第476号，pp11-18，Oct. 1995
- 4) 三上貴正，常深安朗，坂井映二：床コンクリートの表面強度に及ぼすこて仕上げ方法の影響，日本建築学会構造系論文集，第531号，pp15-20，May. 2000
- 5) 谷口秀明，藤田学：PC 橋を対象とした高強度コンクリートの打上がり面の表面仕上げ方法に

- 関する検討，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集 Vol.13 pp511-516, 2004.10
- 6) 谷口秀明，斯波明宏，樋口正典，藤田学：高強度コンクリートの打上がり面の表面仕上げ方法に関する検討，三井住友建設技術研究所報 Vol.2, pp48-52, 2004.12
- 7) 谷口秀明，樋口正典，藤田学：高強度コンクリートの品質向上に関する研究—仕上げと養生における塗布材料の効果—，三井住友建設技術研究所報 Vol.4, pp61-67, 2006.10
- 8) Form Consult AB： <http://www.rollit.se/>
- 9) 独立行政法人土木研究所HP，衝撃弾性波試験 表面2点法による新設の構造体コンクリート強度測定要領（案）（H22 修正）， <http://www.pwri.go.jp/jpn/seika/conc-kyoudo>
- 10) 湯浅昇，松井勇，笠井芳夫：引っかけ傷による表面強度推定方法，日本建築学会学術講演梗概集 A-1, pp.677-678, 1999 年 9 月
- 11) 片平博，河野広隆：小経コアの短時間吸水量に着目したコンクリートの耐久性評価法の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.24, No.1, pp1599-1904, 2002
- 12) 坂田昇，菅俣匠，林大介，作榮二郎：凍結融解抵抗性に及ぼすブリーディングの影響に関する一考察，コンクリート工学論文集，第 23 巻第 2 号，pp59-69, 2012.5
- 13) 土木学会：2010 制定コンクリート標準示方書 [基準編]，pp220
- 14) 國府勝郎，上野敦：締固め仕事量の評価に基づく超固練りコンクリートの配合設計，土木学会論文集，No.532/V-30, 109-118, 1996.2
- 15) 三井住友建設（株）HP：新名神高速道路芥川橋芥川橋，PC設計ニュースNo.190, <http://www.smcon.co.jp/wp-content/uploads/2013/04/PCN190.pdf>
- 16) 株式会社 友定建機HP： <http://www.tomosada.co.jp/index.htm>

第5章 結論

本研究は、我が国における昨今の課題である都市部の交通渋滞の緩和、労働力不足の解消、災害に強いインフラの整備、国際貢献、国際競争力の強化を図る上で必要不可欠なインフラであるPC都市内高架橋について、現状における課題を抽出し、その解決策として主にプレキャスト工法に着目し、設計および施工方法の工夫による建設の合理化方法について研究開発を行った。

第2章では、都市内高架橋の中で、小規模支間（支間長15～35m程度）からなる連続高架橋の合理化について研究開発を行った。この規模においては、従来からプレキャストPC桁（プレテンション方式やポストテンション方式のT桁、I桁、中空桁等）が多く採用されているが、これらのPC桁は、一般に単純桁で架設された後、支点上を鉄筋コンクリート構造の横桁で連結され、連続化を図るRC連結工法が採用されている。この連結方法は、近年その実績も多く、確立された技術であるが、連結する桁同士の桁高が異なる場合や、断面形状が異なる場合においては対応が困難であり、連結化を断念するケースが多く、適用範囲に課題があった。そこで桁連結の適用性拡大と施工性向上の両方が可能な新方式の床版連結構造を考案し、構造、材料、解析に関する研究を行うことで、プレキャストPC桁連結の適用範囲を拡大することができた。

第3章では、中規模支間（支間長30～50m程度）からなる連続高架橋の合理化について研究開発を行った。この種の高架橋にはPC連続箱桁橋が多く採用されているが、コスト面では支保工施工が、急速施工ではプレキャストセグメントによるスパンバイスパン工法が有利とされていた。今後の都市内高架橋の建設にあたっては、コスト面と施工速度の両面で有利な工法が望まれることから、本研究では、架設重量の低減に着目したU型コア断面を有するプレキャストセグメント工法の研究開発を行った。具体的には、断面形状の工夫、合理的な架設方法の立案、構造特性の把握と施工プロセスを考慮した実証試験を通じ、それぞれの条件で優位性を発揮できる工場製U型プレキャストセグメント工法とU桁リフティング架設工法の2種類の架設工法の実用化を可能にした。

第4章では、第3章までの残された課題として、PC橋の現場打ち床版の品質向上と施工の省力化について研究を行った。交通量の多い都市内高架橋では床版は確かな品質が求められる。第3章のU型コア断面を有するプレキャストセグメント工法や近年多く採用されているPCコンボ橋においても、床版の施工は現場打ちコンクリートの場合が少なくない。また、労務の確保が困難になりつつある昨今において、床版コンクリートの天端均しは身体的に厳しい労務の一つであり、改善が求められている。本研究では、専用機械による天端均しシステムを取り上げ、試験施工を実施し、締固めエネルギーの把握と品質向上および施工効率の効果について明らかにすることができた。

5.1 床版連結構造によるプレキャストPC桁連結の適用性拡大に関する研究の結論

本研究で得られた結論は以下の通りである。

- ①プレキャストPC桁の連結の適用範囲の拡大と施工性の向上を図る連結方法として、床版連結構造を考案した。本構造を採用することで、従来のRC連結工法では連結が困難であった形状や桁高の異なる桁同士の連結が可能となり、伸縮装置設置箇所を減ずることができる。床版連結構

造は橋軸方法に 1.0～2.0m の長さで擦り付ける構造であり、活荷重等による生じる角折れの吸収を緩やかにでき、連結部のコンクリートやその上の舗装に生じるひずみを大幅に低減できることから、舗装等のひび割れ発生リスクの低減が図れ、耐久性向上にも資することができる。

- ②本研究では、床版連結構造のタイプとして、床版支間長 1.0m～1.5m で普通コンクリートに剥落防止レベルのビニロン繊維を混入した Type-1 と、床版支間長 2.0m で普通コンクリートと比較して強度が同程度、弾性係数が 2/3 程度の低弾性高じん性セメント系複合体を用いた Type-2 の 2 タイプを開発した。Type-2 を開発することで、床版連結部に作用する曲げモーメントの低減が可能となり、Type-1 では RC 床版として設計が困難な部位においても、構造を成立させることが可能となった。これにより、PC 桁連結の適用範囲を更に広げることができた。設計手法としては、平面骨組解析が適用できることを FEM 解析と比較することで明らかにした。また、考案した床版連結構造は主桁作用の影響を受ける部材となることから、鉄筋応力に着目した疲労設計を実施し、想定される鉄筋の変動応力は疲労被害に対してリスクが低いことを確認した。
- ③低弾性高じん性セメント系複合体には、“圧縮強度を確保しながら弾性係数を低く抑える”という相反する条件が求められた。開発の結果、ポルトランドセメント、石灰石微粉末、膨張材を主成分とし、粉末減水剤、粉末収縮低減剤、天然砂等を混合した特殊粉体と短繊維としてビニロン繊維(長さ 12mm, 直径:40 μ m, Vf=2%)の組み合わせにより、要求性能を満足する材料を実現することができた。本材料は、ランク 1 という高い自己充填性、曲げじん性係数 9.5N/mm²、コンクリートとほぼ同等の収縮特性を有していることから、高い施工性能とじん性に富んだ材料であり、実構造物への適用が可能であると評価できる。
- ④連結部構造試験により、Type-1, Type-2 とともに、設計荷重時相当荷重の約 2 倍まで載荷した結果、どちらも構造部材としては、十分な使用性能と耐荷力を有していることが確認できた。平面骨組解析で断面力を算出し、RC 計算で鉄筋応力を算出する設計手法は安全側の評価が得られることが確認できた。さらに、主桁と床版の一体化を図る上で重要となるアンカー筋は、埋埋込長不足による抜け出しが懸念されたが、D22mm のヘッド付きアンカー筋を使用することで、所要の機能を発揮できることが明らかとなった。
- ⑤低弾性高じん性セメント系複合体に対する疲労試験において、荷重振幅を変えた両引き試験の繰返し載荷の結果、道路橋示方書に準拠した鉄筋応力の範囲内であれば、40 万回以上の繰返しにおいてもビニロン短繊維の効果は消失しないことが確認できた。また、低弾性高じん性セメント系複合体の曲げ試験からモデル化した、トリリニアの引張ひずみー応力関係を用いたファイバーモデルにより、精度の高い変位予測が可能となることが明らかとなった。
- ⑥梁供試体の鉄筋応力度を 120N/mm² 以下に抑え、梁供試体による 200 万回の繰返し載荷をした結果、低弾性高じん性セメント系複合体の梁はその性能に大きな低下は認められなかった。道路橋示方書における床版の鉄筋応力の制限値は、ビニロンの効果を消失させないための一つの指標となることがわかった。
- ⑦本研究の成果を踏まえ、プレキャスト PC 桁同士の連結化の適用性拡大に関する対応策の選択手順を図 6-1-1 に示す。本手順により、Type-1 の適用、Type-2 の適用、ファイバーモデルの適用、繊維の荷重分担率の適用と 4 段階の対応が可能になると考えられる。ただし、繊維の荷重分担効果の評価については、対象構造物の鉄筋比等により変動することが予想されるため、事前に確認試験等で把握する必要があると考えられる。図 6-1-1 により従来連結化が困難であ

った異なる PC 桁同士の連結が可能になる場合が増えることで、伸縮装置減少による維持管理性能の向上が期待できる。

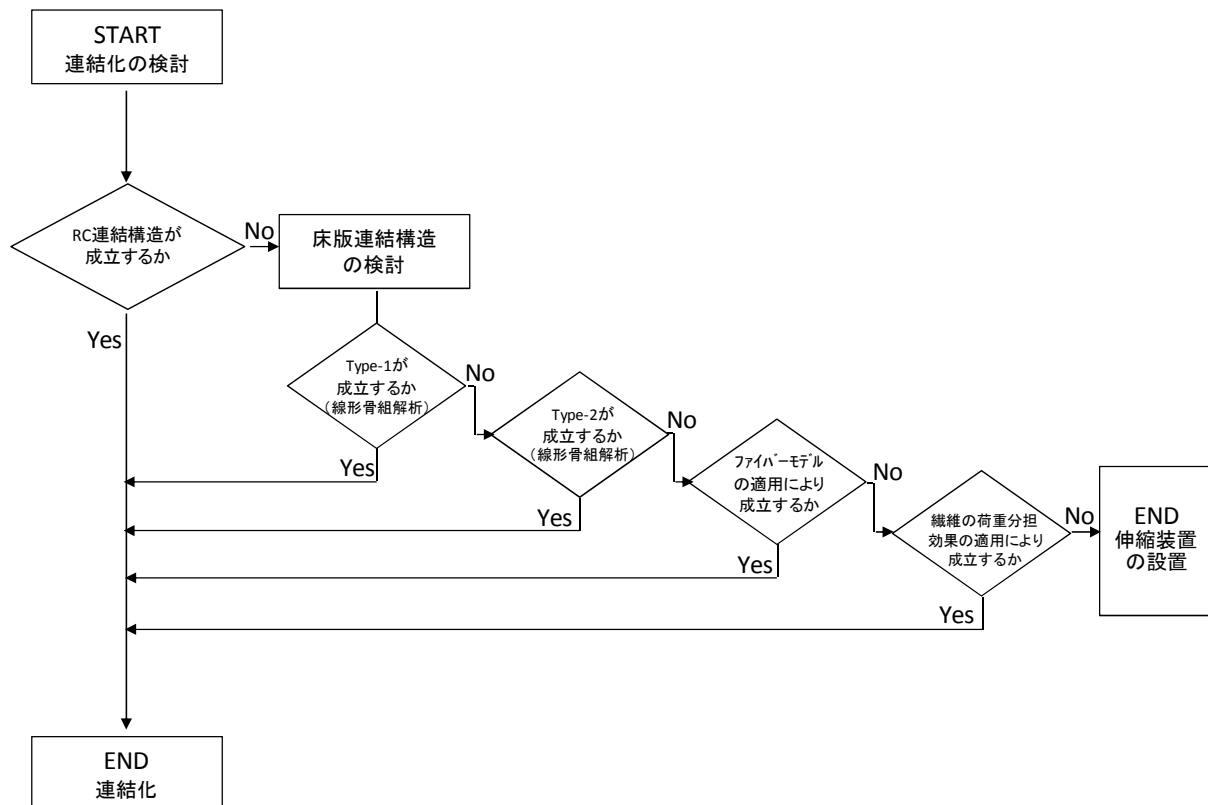


図 5-1-1 プレキャスト PC 桁同士の連結化に関する対応策の選択手順

5.2 U型コア断面を有するプレキャストセグメントを用いた上部工の合理化に関する研究の結論

5.2.1 工場製U型プレキャストセグメント工法の開発に関する研究の結論

- ①工場製セグメントは、施工地点から離れたPC工場で作製し、トレーラにより公道運搬して搬入することから、都市内などで架橋地点付近に施工に必要なヤードが確保できない場合に有効な技術である。また、U型コアセグメントは、主桁断面の1/2以上を占める床版部を後施工としてセグメント断面から除外することで、セグメントの軽量化が可能となる。これにより架設ガーダーの製作コストを約1/2に低減できる。さらに公道を通行できる約30トンの重量制限下でセグメント長を大きくすることができ、セグメントの総数を低減できる。
- ②水平リブは、PC構造とすることで張出し床版長を大きくするとともに、プレキャストPC板の支持部材として利用できる。また、曲げに伴うU型断面のウェブの横方向変形防止に対しても有効である。
- ③U型断面では、平面線形R=700m程度の曲線を想定した場合、ねじり中心が断面下方に位置するため、外ケーブル偏向部の水平分力によるねじりモーメントが箱桁の場合と逆方向に作用するが、その変形量は僅かであり、セグメント製作時の調整で対応できる。
- ④U型断面では、ねじりによるそり拘束に伴う軸応力が付加的に発生するため、現場打ち床版施工時に一時的に生じるアンバランスや平面線形の影響を考慮した設計が必要となる。

- ⑤ U型断面では、架設時に圧縮フランジ（床版）を有さないため、床版コンクリート打設完了時に支間中央でウェブ上縁に高い圧縮応力が発生する。これにそり拘束の軸応力度が付加されるため、一連の影響による付加応力を把握し抵抗できる断面の設定が求められる。
- ⑥ U型セグメントの挙動は、セグメント単体から主桁の自立に至るまで、実物大確認試験における測定値と立体FEMによる解析結果と概ね一致しており、開断面特有の負荷応力や変形は立体FEM解析を用いて予測することが可能であることが明らかとなった。

5.2.2 U桁リフティング架設工法の開発に関する研究の結論

- ① U桁リフティング架設工法は、プレキャスト化する主桁を、1 スパンあたり 1 本の長尺な U 型断面とすることで、従来のスパンバイスパン架設工法に比べて架設ガーダーに発生する曲げモーメントを 1/6 に低減することができ、架設ガーダー費用を大幅な削減が可能となることから、現地に桁製作のヤードが確保できる場合に有効な工法である。
- ② U桁リフティング架設工法は支保工施工の約 4 倍の施工速度が可能となる。工程短縮を求められる場合の多い都市内高架橋の建設においてはその効果は大きい。
- ③ U桁リフティング架設工法は通常のスパンバイスパン工法で不可欠なセグメントの引き寄せ、接着剤塗布、接合の作業が不要となり、スパンバイスパン工法に対して更なる工程短縮と労務コストの低減が図れる。
- ④ U桁リフティング架設工法では、1 スパン分のプレキャスト桁を一度に製作し、直後に架設することが可能となるため、従来の現場製作のプレキャストセグメント工法で必要とされたセグメントのストックに必要な広大なヤードが不要となる。
- ⑤ ねじりに弱い長尺 U 断面セグメントの場合内運搬時の対策として、トレーラ前輪側を回転台＋ウェブ直上の 2 点支持、後輪側を全周球座＋横梁の 1 点支持の計 3 点支持とすることで、路面の傾斜や不陸に対しても、ねじりモーメントを生じさせない構造とすることが可能となる。
- ⑥ 最大 240t の U 桁セグメント吊上げは、3 次元 FEM と実物大確認試験により、PC 鋼材で補強した吊上げ用突起リブで想定荷重の 2 倍以上の耐力力を有していることが確認できた。
- ⑦ 左右非対称となる外桁は、吊上げ時にねじりにより外側ウェブ下縁に引張の付加応力が発生するため、プレストレスの追加補強が必要となる。
- ⑧ U 桁セグメント吊上げ時は、主桁両端に 0.3% の僅かな勾配差で横桁にひび割れが発生する可能性があるため、特に最終位置調整時は十分な精度管理が求められる。
- ⑨ U 桁リフティング架設工法の間接的効果として、施工に伴う CO₂ 排出量の低減と周辺交通への負荷の低減が期待できる。

5.2.3 都市内高架橋（PC 連続箱桁橋）のプレキャスト工法まとめ

本研究で検討を行った 2 種類の新しい PC 連続箱桁橋の施工法を中心とした比較一覧を、表 5-1-1 に示す。ガーダーの重量およびサイクル日数は、それぞれ当該技術を適用した実施工での実績である。4 番目のセグメント後方組立方式スパンバイスパン工法²⁾は、上下部工をほぼ同時に施工しなければならないという、都市内高架橋の施工においても極めて特殊な条件に適合させた工法であるので、合理化の観点から少々異なるコンセプトとなるが、参考のために付記する。リブ付き U 型のセグメントを用いたスパンバイスパン工法および U 桁リフティング架設工法は、従来のス

パンバイスパン工法と比較して架設ガーダーの重量およびサイクル日数の低減が図れており、建設の合理化の効果が表れていることがわかる。

表 5-2-1 都市内高架橋（PC 連続箱桁橋）の建設の合理化に有効な施工法

	①	②	③	④
架設工法	従来型スパンバイスパン	スパンバイスパン (リブ付U型)	U桁リフティング架設方式 スパンバイスパン	セグメント後方組立方式 スパンバイスパン
種別	工場製作	工場製作	現場製作	工場製作
適用橋梁	交野高架橋 (第二京阪道路)	古川高架橋 (第二名神高速道路)	茄子作地区高架橋 (第二京阪道路)	青山地区高架橋 (第二京阪道路)
幅員構成	3車線+3車線	3車線+3車線	6車線(上下線一体断面) (上下線分離でも対応可能)	6車線(上下線一体断面) (上下線分離でも対応可能)
ガーダー重量	500t×2基	300t	50t×2基	550t
6車線当り サイクル	16日	7×2=14日	12日	12日
3車線当り 断面図				
架設状況				
適用の 条件	・桁下からのセグメントの吊上げが可能 ・工場からの運搬経路に問題がない	・桁下からのセグメントの吊上げが可能 ・工場からの運搬経路に問題がない	・桁下からのセグメントの吊上げが可能 ・主桁製作ヤードは確保できる	・桁下からのセグメントの吊上げが可能 ・工場からの運搬経路に問題がない
利点	・現場施工工数が少ない	・セグメント数の減少 ・ガーダー重量の低減	・セグメントの接合・引寄せ作業不要 ・ガーダー重量の大幅な低減	・桁下からのセグメントの吊上げが不可 な場合でも急速施工が可能

5.3 PC 橋床版コンクリートの品質向上および施工の省力化に関する研究の結論

本研究では、PC 橋の床版施工に着目し、品質の向上と施工の合理化を目的として、振動トンボと仕上げロボットによる天端仕上げシステムを取り上げ、試験施工により通常为天端仕上げと比較することでその効果の確認を行った。その結果、以下が明らかとなった。

- ①機材が発する振動エネルギー（仕事率）は、振動トンボで 3.693J, 仕上げロボットで 6.376J であった。
- ②機材直下の表層 5cm のコンクリートに伝達された振動エネルギーは、振動トンボで 0.861J, 仕上げロボットで 0.230J であった。これは機材が発したエネルギーの振動トンボで 23.3%, 仕上げロボットで 3.6%に相当する。
- ③品質確認試験の結果は表 6-3-1 の通りであり、天端仕上げシステムの一部もしくは全部(CASE-2 または CASE-3)を用いた施工は通常施工(CASE-1)に対して品質向上の効果が認められた。
- ③今回と異なる機材を使用する場合においては、機材の発するエネルギーを把握し、施工速度を調整することにより同程度の締固め効果を得ることが可能と考えられる。
- ④機械化により 1 システムあたり左官約 10 人分の施工能力が期待できることから、労務の軽減が図れる。

表 5-3-1 品質確認試験結果一覧

試験項目	着目部位	着目性能	優 劣	備 考
1. テストハンマー反発度試験	表層部	強度	③>①>②	ただし①はバラツキが大きい
2. 衝撃弾性波速度試験	表層部上面	強度	③>②>①	
3. ひっかき傷	表皮	強度	②=①≧③	あまり差がない
4. φ25mm吸水試験	表層5cm	耐久性	③>②>①	
5. φ100mm鉛直コア強度試験	床版全体	強度	②>③>①	
6. ビッカース硬度試験	表層部	強度	②≧③>①	
7. 電子顕微鏡	表層部	緻密性	③≧②>①	
8. φ100mmスライス吸水試験	表層0~5cm	耐久性	②>③>①	

①CASE-1:金ゴテ ②CASE-2:振動トンボ+金ゴテ ③CASE-3:振動トンボ+仕上げロボット

5.4 PC 都市内高架橋建設におけるシナリオデザイン

5.4.1 建設された構造物の抱える課題

筆者が建設関連の業務に携わりはじめた30年ほど前、一般にコンクリート構造物の耐用年数は50～60年と言われていた。これは、大蔵省『減価償却資産の耐用年数等に関する省令（昭和四十年三月三十一日大蔵省令第十五号）』において、「鉄骨鉄筋コンクリート造又は鉄筋コンクリート造のもの・・・橋（60年）」と記されていることによるところが大きいと考えられている。この時代においては、一部の都市内の高速道路等で床版の疲労による損傷、支承・伸縮装置の損傷等の事例や塩害、中性化、アルカリ骨材反応等による早期劣化の事例が報告されていたものの、構造物の老朽化問題よりも、経済成長のためのインフラの整備に重点が置かれていた。

一方、高度経済成長期から40年～50年が経過しようとする現在、老朽化の目安となる建設後50年以上経過する道路構造物の割合は、国土交通省によると2m以上の道路橋の場合、平成24年現在16%であるが20年後には65%に急増することが見込まれている。人口減少、少子・高齢社会の到来、巨額の財政赤字という難題を抱える一方、東日本大震災を始め毎年災害に見舞われる我が国においては、防災対策・危機管理の面からも道路の役割が期待されており、真に必要な社会資本整備とのバランスを取りながら、戦略的な維持管理・更新を行うことが求められている²⁾。

このように、以前では十分と考えられてきた従来の構造物の当初設定された耐用年数を多くの構造物が迎えようとしている現在、新規に建設するPC都市内高架橋は、費用対効果を考慮した上でより長く使えるものでなければならない。過去の損傷事例を学び、ここから得られた研究成果や最新の耐久性向上に有効な技術を積極的に取り入れた設計と施工等が求められている。

このような状況を踏まえ、PC都市内高架橋建設における今後の在り方と、本研究にて考案した床版連結工法およびU型断面を有するプレキャストセグメント工法の将来的な修復方法について考える。

5.4.2 PC 都市内高架橋建設におけるシナリオデザイン

現在の社会資本に対する基本的な考え方は、「造りこなす」から「使いこなす」への転換が求められている³⁾。PC構造物の建設も例外ではなく、その建設にあたっては、建設する構造物がどのような生涯を全うすべきかを描き、それを実現するためには建設時の設計と施工において、構造物の長寿命化に有効な対策を実施することが、上手く使いこなすために効果的であると考えられる。特にPC都市内高架橋においては主桁が将来的に補修・補強や架け替えが困難な環境にある場合が多く、建設時に想定するシナリオはより重要となる。

(1) PC 鋼材の高耐久性化

PC構造物の長寿命化を図る上で、PC構造の生命線であるPC鋼材の健全性をいかに長く維持できるかが最も重要なポイントの一つと考えられる。近年、コンクリート構造物の耐久性向上に関する研究や技術開発が各機関で進められており、多くの成果が報告されている。PC鋼材の高耐久性に関する技術⁴⁾も多く、設計段階においてこれらの技術を適材適所に採用していくことが、比較的少ない投資で長寿命化に有効と考えられる。具体的には、プレグラウトPC鋼材（写真5-4-1）、樹脂被覆PC鋼材（写真5-4-2）、非鉄シース（写真5-4-3）、非鉄緊張材（写真5-4-4）が挙げられる。また、近年PC箱桁橋の場合、維持管理の観点から外ケーブル構造が採用される場合が増え

ているが、この場合においても、将来の外ケーブル交換時に定着部周辺コンクリートを破壊することなく交換が可能な2重管構造（図5-4-1）を採用するのも有効と考えられる。

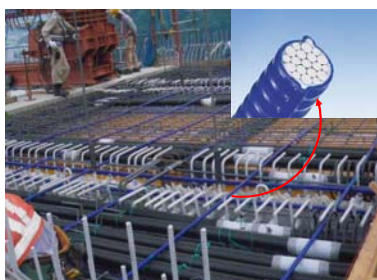


写真 5-4-1 プレグラウト PC 鋼材の使用例



写真 5-4-2 樹脂（エポキシ）被覆 PC 鋼材の使用例



写真 5-4-3 非鉄（ポリエチレン）シースの使用例

炭素	
アラミド	
ガラス	

写真 5-4-4 非鉄緊張材の例

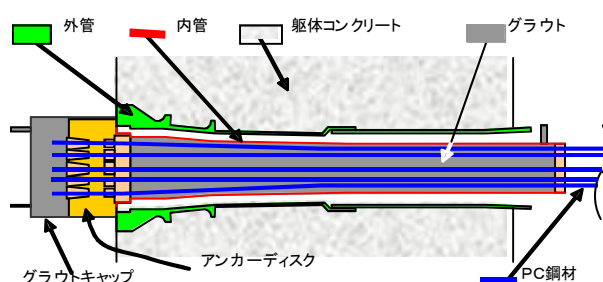


図 5-4-1 外ケーブルの取り替えが容易な定着体（2重管構造）の概念図

(2) 桁端部の構造（水への配慮）

過去の事例において、桁端部に関わる劣化事例が多く報告されている。具体的には伸縮装置が経年劣化し止水性が失われ、水が桁端部に廻ることで橋梁の端部、支承部が著しく劣化している。特に PC 構造の場合、桁端部には PC 鋼材の定着部が密集しており、定着部や PC 鋼材の腐食等、深刻な問題を引き起こしている。これを解決する技術としてセットバックジョイント（三井住友建設（株）特許技術，特開 2010-216207，表 5-4-1，写真 5-4-5）がある。本技術は桁端部から床版を伸ばし、伸縮装置を橋台部にずらしパラペット上端に排水路を設けることで、伸縮装置の止水性が失われても桁端部や支承に水が廻ることなく、健全性を長く維持することが可能となる。

表 5-4-1 セットバックジョイントの概念

	従来の構造	セットバックジョイント
構造概要	①伸縮装置からの漏水により桁端部の劣化や支承部の腐食が課題。 ②漏水に対する対策として、桁端防水を行っているが、定期的な維持管理が必要。 ③伸縮装置の突発音が課題。	①主桁端部を400mm程度延長して伸縮装置を橋台側にずらし、伸縮装置からの漏水はパラペット天端の「排水溝」にて排水する。 ②桁端部への漏水がないため、桁端防水が不要。 ③「排水溝」は、防音効果もあり、伸縮装置の突発音をおさえることができる。
概念図		



写真 5-4-5 セットバックジョイントの設置例

(3) 重要交差物上の配慮

都市内の高架橋は、鉄道や道路等を跨いでいる箇所が多く、このような場合、主桁や壁高欄の外周部が劣化した場合の対策が困難となる。通常 PC 橋の設計を行う場合、初期コスト低減の観点から、部材厚さや使用材料が決定されるが、重要交差物上は一般部と同一の設計条件を設定するのは合理的ではない。コンクリート構造物共通の課題として中性化がある。基本的に全てのコンクリート構造物は建設直後から中性化の潜伏期が始まることから、コンクリート部材である PC 高架橋の建設において、重要交差物上は中性化に対して十分な配慮が必要である。このような箇所においては、鉄筋のかぶりを大きくした設計を行う、適材適所にエポキシ被覆鋼材を使用する、コンクリートの水セメント比を小さくして中性化を進行させない等の対策が有効となる。2013 年制定コンクリート標準示方書維持管理編⁵⁾における予測式(式 5.4.1)によれば、中性化深さは図 5-2-2 に表される。

$$y = \gamma_{cb} \cdot (-3.57 + 9.0W/B) \sqrt{t} \quad \dots \text{式 5.4.1}$$

ここに、 W/B : 有効水結合材比 $= W/(C_p + k \cdot A_d)$

W : 単位体積あたりの水の質量

B : 単位体積あたりの有効結合材の質量

C_p : 単位体積あたりのポルトランドセメントの質量

A_d : 単位体積あたりの混和材の質量

k : 混和材の種類により定まる定数

フライアッシュの場合: $k = 0$

高炉スラグ微粉末の場合: $k = 0.7$

γ_{cb} : 予測の精度に関する安全係数

本式や過去の研究⁶⁾によれば水セメント比 (W/C) が 40%以下では、ほとんど中性化は進行しないことが知られている。一般の現場打ちのプレストレストコンクリート橋の主桁に使用されるコンクリートは設計基準強度 36~50N/mm²、W/C=35~45%程度、地覆、壁高欄等で W/C=50~55%程度である。例えば、壁高欄に W/C=55%のコンクリートを使ったとすれば、図 5-2-2 により 200 年で約 20mm の中性化が進行する。道路橋示方書におけるかぶりの最小値は 30mm であるので、計算上 200 年間は中性化が鉄筋位置に到達しないことになるが、施工誤差等を考慮すると、必ずしも十分とは言えない。このように維持管理のための作業が困難な重要交差物上においては、W/C を小さく設定する、かぶりを大きく設定する等の配慮が有効であると考えられる。

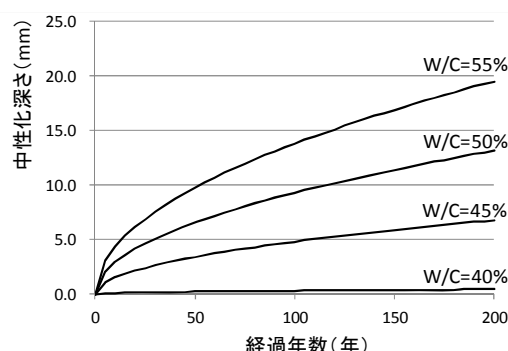


図 5-4-2 水セメント比と中性化深さの関係

(4) 維持管理性への配慮

高架橋を長く使いこなすためには、適切な維持管理性が必要不可欠であり、そのためには点検し易い構造的配慮が求められる。特に PC 構造の場合、設計段階で PC 鋼材の定着部付近の目視点検が容易な構造にしておくことが重要であること考える。維持管理性に配慮した事例を写真 5-4-6、写真 5-4-7 に示す。



写真 5-4-6 桁内検査路の施工例



写真 5-4-7 桁端部点検スペースの施工例

(5) 維持管理マニュアルの整備

PC 構造の高架橋の場合、一般の RC 構造物に比べ点検時の着目点は PC 鋼材の健全性の確認が追加される。PC 鋼材の配置は複雑な場合が多く、点検時にその都度設計図面、計算書から着目点を抽出するのは困難を伴う。したがって、建設時（設計・施工時）に当該業務に携わり構造特性を熟知した技術者が点検時の着目点を維持管理マニュアルとして整理し、道路管理者が保管しておくことが、PC 高架橋を使いこなす上で重要と考える。維持管理マニュアルに記載する情報としては、PC 鋼材の配置図、種類と防錆仕様、コンクリートの配合表、曲げモーメント図、せん断力図、主要断面の応力度、支承図、施工ステップ図等が挙げられる。表 5-4-2 に維持管理マニュアルの例を示す

表 5-4-2 維持管理マニュアルの例

点検項目と判定の基準

点検部位		点検項目	点検の種類				判定の基準			備考			
			初期 点検	日常 点検 本橋 内	本橋 外	定期 点検	詳細 点検	A	A		B		
橋梁全体		異常変位	—	○	—	○	—	明らかに異常な変位が確認される	目視確認できる程度に振れ下がっている	—	桁外検査		
		異常振動	—	○	○	—	—	—	異常変位に伴う異常振動が確認される	目視や聴感で異常振動が確認される		—	
		異常変位	○	○	—	—	—	A1・A2橋台間の変位が閉塞されているか異常に開いている	A1・A2橋台間の変位が設計よりも広がった状態になっている	—			
		移動	○	—	—	—	—	上部工や下部工が大規模に移動している	上部工や下部工が小規模に移動している	—			
		漏水・湧水	○	○	○	—	—	橋面上・流束付近に天候に関係なく漏水・湧水が生じている場合	橋面上・流束付近に天候（降雨後）により漏水・湧水が生じている場合	—			
		橋梁下の建築障害	—	—	○	—	—	橋梁下の建築障害の確認	—	—			
		主桁		桁内	上床版（下面） ・下床版（上面・マニール部） ・ウレブ（波形鋼板取付部） ・横断部（正面・マニール部）	①ひび割れ	○	—	—	○		—	「構造物点検要領」表7-3-12-2ひび割れの部位別判定基準表参照
変はく離れ、うき	○					—	—	○	○	—	はく離れあるいは大きなうきがある、または、はく離れ（うき）が散在している	局部的なうきのみみられる	
③鉄筋露出・腐食	○					—	—	○	○	—	鉄筋露出が著しく鉄筋の腐食が進行している	局部的な鉄筋のうきのみみられる	
④変位・変位	○					—	—	○	○	—	大きな変位・変位がある	変位・変位がある	
⑤遊離石反	○					—	—	○	○	—	水や遊離石反の露出が著しく、主桁・横断中の鋼材を腐食させていることが認められる	局部的に水や遊離石反の露出がみられるが小規模である	
⑥変色・変色	○					—	—	○	○	—	ひび割れを伴い、コンクリート表面が変色している	局部的にコンクリート表面に変色のみみられる	
⑦さび汁	○					—	—	○	○	—	さび汁の露出が著しい	雨水等に付着して発生した局部的な鉄筋の露汁の露出が認められる	
⑧鋼材腐蝕・突出	○					—	—	○	○	—	PC鋼材が腐蝕している	—	
⑨鉄筋・横断部の変位（うき）・変位	○					—	—	○	○	—	補修・補強箇所には（うき）、はらみがある	—	
⑩止水工の劣化	○					—	—	○	○	—	止水工が劣化し波形鋼板からはがれている	止水工と波形鋼板にすき間が見える	
⑪波形鋼板とのすき間	○					—	—	○	○	—	波形鋼板とコンクリート接合部にすき間が生じている	—	
⑫さび汁・腐食	○					—	—	○	○	—	モリリング用の鉄筋が腐蝕している	モリリング用の鉄筋が劣化している	
⑬さび汁・腐食	○					—	—	○	○	—	PC鋼材からさび汁がみられ、腐食している	—	
⑭さび汁・腐食	○					—	—	○	○	—	PC鋼材がたまるもしくはは腐蝕している	モリリング用の鉄筋が腐蝕している	
桁外	ダイヤフラム通過・偏内部	①はく離れ・腐食	○	—	—	○	○	—	PC鋼材がたまるもしくはは腐蝕している	モリリング用の鉄筋が腐蝕している	桁内検査		
		②さび汁・腐食	○	—	—	○	○	—	PC鋼材がたまるもしくはは腐蝕している	モリリング用の鉄筋が腐蝕している			
		③さび汁・腐食	○	—	—	○	○	—	PC鋼材がたまるもしくはは腐蝕している	モリリング用の鉄筋が腐蝕している			
		④変位・変位	○	—	—	○	○	—	外ケーシングが少し膨らんでいる	外ケーシングが目視可能な程度膨らんでいる			
		⑤さび汁・腐食	○	—	—	○	○	—	モリリング用の鉄筋が腐蝕している	モリリング用の鉄筋が劣化している			
		⑥さび汁・腐食	○	—	—	○	○	—	PC鋼材からさび汁がみられ、腐食している	—			
		⑦さび汁・腐食	○	—	—	○	○	—	PC鋼材がたまるもしくはは腐蝕している	—			
		⑧定着部・定着突起部	○	—	—	○	○	—	定着部にひびわれ、露汁がみられる	—			
		⑨定着突起部・ひび割れ	○	—	—	○	○	—	定着部にひびわれ、露汁がみられる	—			
		⑩ひび割れ	○	—	—	○	○	—	「構造物点検要領」表7-3-12-2ひび割れの部位別判定基準表参照	—			
		変はく離れ、うき	○	—	—	○	○	—	はく離れあるいは大きなうきがある、または、はく離れ（うき）が散在している	局部的なうきのみみられる			
		③鉄筋露出・腐食	○	○	○	○	○	—	鉄筋露出が著しく鉄筋の腐食が進行している	局部的な鉄筋のうきのみみられる			
		④変位・変位	○	—	—	○	○	—	大きな変位・変位がある	変位・変位がある			
		⑤遊離石反	○	—	—	○	○	—	水や遊離石反の露出が著しく、主桁・横断中の鋼材を腐食させていることが認められる	局部的に水や遊離石反の露出がみられるが小規模である			
⑥変色・変色	○	—	—	○	○	—	ひび割れを伴い、コンクリート表面が変色している	局部的にコンクリート表面に変色のみみられる					
⑦露汁	○	○	○	○	○	—	露汁の露出が著しい、もしくはPC鋼材の定着部からの露汁の露出が認められる	—					
⑧鋼材腐蝕・突出	○	○	○	○	○	—	PC鋼材が腐蝕して、定着部から露汁がみられ、突出の危険性がある	定着部に、ひび割れ、露汁が見られる					
⑨鉄筋・横断部の変位（うき）・変位	○	—	—	○	○	—	補修・補強箇所には（うき）、はらみがある	—					
⑩止水工の劣化	○	—	—	○	○	—	止水工が劣化し波形鋼板からはがれている	止水工と波形鋼板にすき間が見える					
⑪波形鋼板とのすき間	○	—	—	○	○	—	波形鋼板とコンクリート接合部にすき間が生じている	—					
⑫定着突起部・ひび割れ	○	—	—	○	○	—	定着部にひびわれ、露汁がみられる	—					
⑬露汁・腐食	○	—	—	○	○	—	PC鋼材から露汁がみられ、腐食している	—					

(6) PC 高架橋の耐久性向上対策に関するコストの検討

ここでは、都市内 PC 高架橋として一般的な PC 4 径間中空床版橋（図 5-4-3）を対象に、耐久性向上対策についてコスト比率の試算を行った。コスト比率は国土交通省土木工事積算基準⁷⁾、建設物価⁸⁾を基本に算出を行った。結果一覧表を表 5-2-3 に示す。表の数字は標準仕様を用いた場合の上部工一式（直接工事費）を 100%とした場合の工費の増加率である。

本検討結果によれば、例えば全ての鉄筋、PC 鋼材をエポキシ被覆とし、ポリエチレンシーすを使用した場合の工費は標準工法の 109.6%となる（①+②+④+⑤+⑥）。つまり+9.6%の初期投資で鋼材腐食のリスクを大幅に低減できることになる。表 5-4-3 の耐久性向上対策を、建設する橋梁の条件を考慮し適材適所に組み合わせることで、優れた費用対効果が得られると考える。

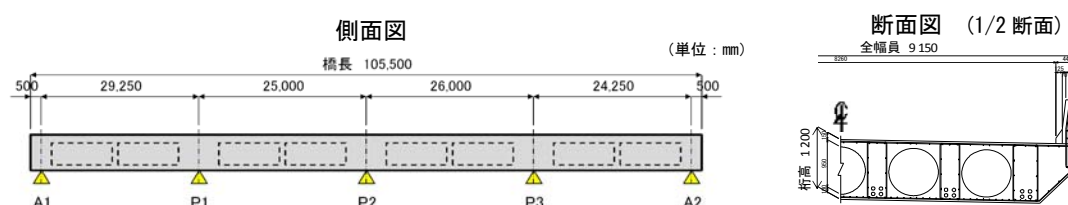


図 5-4-3 検討モデル一般図

表 5-4-3 耐久性向上のコスト比率

	対策	適用図	コスト比率(%)
①	標準仕様		100.0
②	壁高欄にエポキシ被覆鉄筋使用		100.3 (+0.3%)
③	最外縁鉄筋にエポキシ被覆鉄筋使用		102.2 (+2.2%)
④	上部工全てにエポキシ被覆鉄筋使用		103.4 (+3.4%)
⑤	ポリエチレンシーす使用		101.1 (+1.1%)
⑥	エポキシ被覆 PC 鋼材使用		104.8 (+4.8%)

5.4.3 床版連結構造におけるシナリオデザイン

本研究で提案している床版連結構造は、プレキャスト PC 桁同士を柔軟に連結させることにより、連続化の適用範囲の拡大と連結部の施工の合理化を図る構造である。本構造に関して、以下のシナリオデザインを想定する。

(1) 経年劣化に対して

RC 構造として低弾性高じん性セメント系複合体を使用する本構造（Type-2）は高いひび割れ分散性を特徴としていることから、長期間の供用に際しては鉄筋腐食への配慮が必要となる。したがって本部位に使用する鉄筋をエポキシ被覆鉄筋等の高耐久性材料をすることで、耐久性を大きく向上させることが可能となる（写真 5-4-8）。本部位に使用される鉄筋は構造物全体からみればその量は少なく、初期投資は僅かであることから、大きな費用対効果が得られると考えられる。

写真 5-4-8 床版連結構造へのエポキシ被覆鉄筋の適用例



写真 5-4-8 床版連結構造への
エポキシ被覆鉄筋の適用例

(2) 床版連結部の損傷時に対して

将来の老朽化や不測の事態等で損傷した場合においても、本部位の再構築は比較的容易であると考えられる。また、レベル2地震に対しては、柔構造とすることで比較的復旧が容易な本部位を先に損傷させ、主桁本体が損傷するリスクを低減することができる。損傷直後においては、主桁と連結床版の隙間が40mmであることから、これ以上の段差が生じることはなく、緊急車両の通行は十分可能であると考えられる。復旧時においては、結合部の範囲が狭いことから連結床版の結合部をはつりにより撤去し再構築することも比較的容易であると考えられる（図5-4-4）。

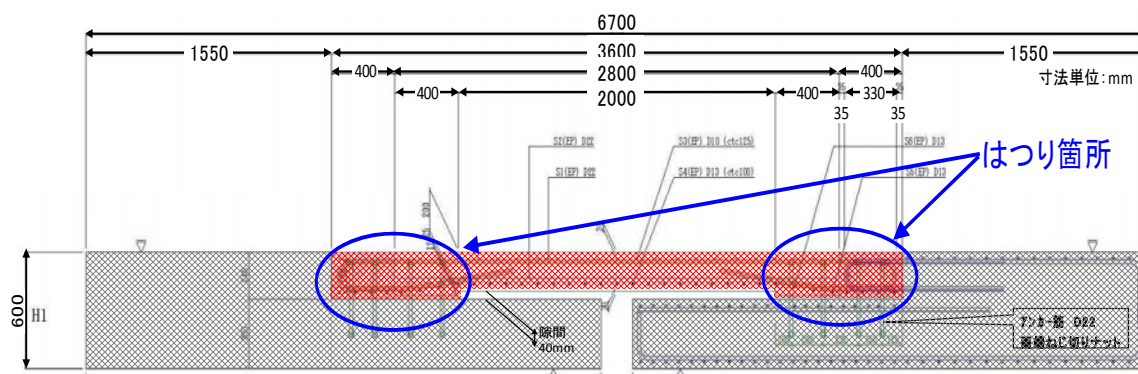


図 5-4-4 損傷再構築時におけるはつり箇所

5.4.4 U型断面を有するプレキャストセグメント工法におけるシナリオデザイン

本研究におけるU形断面のプレキャストセグメント工法は、主桁を自立させた後に主桁で現場打ち床版コンクリート重量を支持して構築すること、外ケーブル構造を主体としていることが大きな特長である。本構造に関して、以下のシナリオデザインを想定する。

(1) 経年劣化に対して

建設時の現場打ち床版構築に際して天端仕上げシステムにより床版表層部の緻密化を図ることは耐久性向上を図る上で有効であると考えられる。また、U形断面のプレキャストセグメント工法は建設時において架設時に床版を有していないことから、外ケーブル構造と施工上の相性がよ

く、取り替え可能型定着部の外ケーブル構造を主体に採用することで、維持管理性能の向上と外ケーブルの交換の容易化が可能となる。

(2) 床版の損傷時に対して

近年の欧州において、橋梁の床版は消耗品であり、将来打ち換えができる構造が有利であるという考え方が提唱されている⁹⁾。図 5-4-5 は文献⁸⁾で紹介されている床版を打ち替えることができる断面の例であり、工場製 U 型プレキャストセグメント工法とアプローチは全く異なるものの結果的に同じ断面構成にたどり着いている¹⁰⁾。

U 型断面を有するプレキャストセグメント工法は U 型断面で主桁を自立させた後に床版を構築するものである。したがって将来的に床版が老朽化や不測の事態による損

傷が生じた場合においても、鋼橋のコンクリート床版取り替えと同様に主桁を支保工等で支持することなく床版を打ち替えることが可能な構造である。例えば、工場製 U 型プレキャストセグメント工法の場合の床版撤去は、図 5-4-6 に示すように床版と主桁を結合している鉄筋の周囲（破線に囲まれた部分）をはつり出すことで既設の床版を撤去し、再構築することができる。

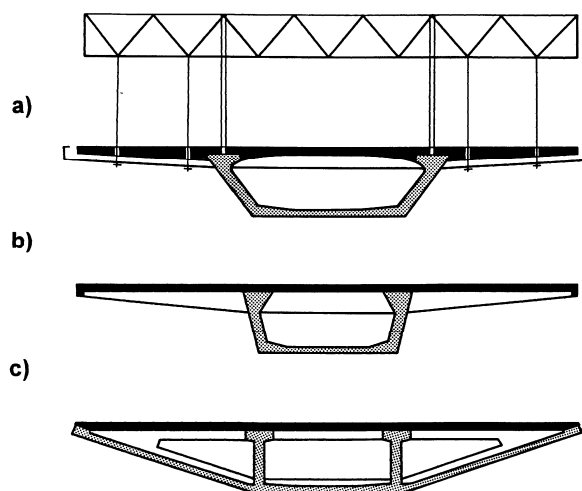


図 5-4-5 床版を打ち替えることができる断面の例⁹⁾

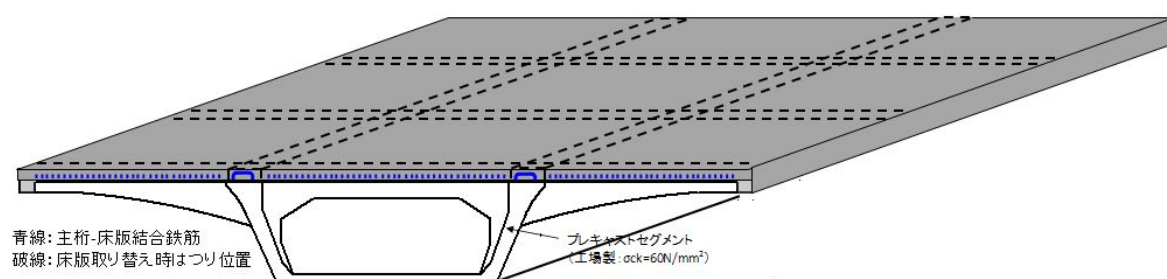


図 5-4-6 床版撤去再構築時におけるはつり箇所

5.4.5 まとめ

重要なインフラである PC 都市内高架橋を上手に「使いこなす」ために重要と考える項目を以下にまとめる。

- ① PC 鋼材の高耐久性化
- ② 桁端部の構造（水への配慮）
- ③ 重要交差物上の対応
- ④ 維持管理性への配慮
- ⑤ 維持管理マニュアルの整備
- ⑥ 高耐久性材料の費用対効果
- ⑦ 損傷時の対応および取り替え方法の想定

このように、上記の項目はすべて、材料の選定、構造および部材形状の決定、構築方法の決定に絡むものであり、高架橋の生涯のシナリオは計画と設計段階で大きく左右されることがわかる。

したがって、今後の PC 都市内高架橋建設にあたっては、施工箇所の状況や橋の構造特性、期待する耐用年数等を熟慮した上で、計画・設計段階で合理的なシナリオデザインを描き、これを組み込んだ設計図面に基づき効率的で高品質な施工を行い、適切に維持管理していくことが重要である。こうして初めて PC 都市内高架橋を、後世に大きな負担をかけることなく快適な社会生活・経済の発展・国際競争力の強化に資する “丈夫で、美しく、長持ち” する社会資本として活用することが可能になると考える。

5.5 今後の展望

(1) 床版連結構造について

本研究においては、新設の都市内高架橋を対象に床版連結構造による PC 桁連結の合理化を検討した。今後は PC 桁と鋼桁との床版連結等も望まれる。また、本構造は新設の橋梁のみならず、リニューアルの分野への応用が望まれているところでもある。リニューアルへの応用を考えた場合、施工の時間的条件が新設の場合と大幅に異なる。リニューアルとなれば、施工時間に大幅な制約を伴うことから床版連結部材のプレキャスト化が望まれる。プレキャスト化を考えた場合、必ず橋軸方向のセグメントの継目が課題となるが、せん断キーの設置や橋軸直角方向へのプレストレスの導入等により実現可能であると考えられる。

(2) U型コア断面を有するプレキャストセグメント工法について

本研究においては、近年発展してきたプレキャストセグメントによるスパンバイスパン架設工法を基本とし、更なる合理化策としてU型コア断面を有する工場製プレキャストセグメントとU桁リフティング架設工法を開発し、技術的課題を解決することで実用化できるレベルにすることができた。繊維補強や高強度コンクリート等の材料面での技術革新や FEM 解析や非線形解析が進歩に伴い、例えばバタフライウェブ橋¹¹⁾による PC 上部工の非鉄化・軽量化技術のように、橋梁建設技術も日進月歩である。したがって、今後も新材料と新技术を積極的に採用することにより、都市内の制約条件下で効果が発揮できる合理的な橋梁建設方法は、十分に開発の余地があると考えられ、更なる発展が期待される。

(3) 現場打ち床版コンクリートの施工の合理化について

本研究においては、これまであまり注目されることのなかった PC 高架橋の現場打ち床版コンクリートに着目し、床版表層部に伝達される締固めエネルギーと品質向上効果を定量的に把握することで、施工の工夫により従来工法に比べ床版コンクリートを耐久性向上と施工の省力化が図れることが確認できた。建築の分野では土間コンクリートの天端均しを目的とした機材が既に複数汎用化されているが、対象とするコンクリートが PC 高架橋と比較して低スランプのものが多く、そのまま使用するには非力な場合が多い。今後は PC 橋天端コンクリートの締固め方法、作業性、作業効率をさらに工夫し、PC 橋に特化した機材を汎用化することで、品質の高い床版の構築をより効率的に構築することが可能になると考える。

(4) 最後に

我が国は長引く不況，少子高齢化問題，災害復興への対応等厳しい社会情勢にあるが，都市内高架橋を含むインフラの整備なくして未来の発展は期待できない．限られた予算の中，社会資本の整備で最大限の効果をを得るには，建設，維持管理は合理的でなければならない．また，設計・施工の知識と経験をなくしては，合理的な維持管理の展開は難しいと考える．

建設時の工夫で建設費の低減，品質および維持管理性能の向上が図れるケースは少なくなく，今後は単なるイニシャルコストの低減のみならず，描いたシナリオデザインに基づき，設計・施工段階で耐久性と維持管理のライフサイクルコストに配慮が行き届いて初めて“合理的”と評価される時代になってきており，視野の広い更なる研究開発が望まれる．

前述のように，社会資本の整備に関わるコストの削減は重要である．しかしこれは，生産や管理コストを無視した“プライスダウン”と混同してはならない．あくまでも技術開発による建設プロセスの合理化に基づいた“コストダウン”でなければならない．前者への傾倒は社会全体の疲弊を招き，後者は技術の進歩と競争力の強化をもたらし，後世の技術者に希望と活力を与える．両者は大きく異なるのである．

〈参考文献〉

- 1) 水野浩次，中村佳正，室田敬，諸橋明：都市内 PC 連続高架橋における建設の合理化を目指した 2 種類の新工法の開発—第二京阪道路茄子作地区高架橋・青山地区高架橋—，コンクリート工学，Vol. 47，No. 12，pp39-44，2009. 12
- 2) 村田和彦：老朽化が進行する道路構造物の維持管理— 道路法等の一部を改正する法律案 —国土交通委員会調査室立法と調査—（参議院事務局企画調整室編集発行），2013. 5，No. 340
- 3) 宮川豊章：インフラ施設・設備の高耐久性化，延命化，プレストレストコンクリート，Vol. 53，No. 2，pp38-43，2011
- 4) 徳良賢一：P C 橋の耐久性向上に対する取組みについて，プレストレストコンクリート，Vol. 41，No. 6，pp56-68，1999
- 5) 土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書維持管理編，pp141-160，2013. 10
- 6) 宮川豊章ほか：コンクリート補修・補強ハンドブック，朝倉書店，pp24，2011. 6
- 7) （財）建設物価調査会：国土交通省土木工事積算基準（平成 25 年度版），2013. 5
- 8) 一般社団法人建設物価調査会：建設物価（平成 25 年 9 月版），2013. 9
- 9) J. Strasky: Segmental Structure with Replaceable CIP Deck Slab, International Bridge Conference, Pittsburgh 2000
- 10) 池田博之，春日昭夫，水口和之，室田敬：古川高架橋の設計と施工（上），橋梁と基礎，pp. 2-9，2001. 2
- 11) 芦塚憲一郎，花田克彦，中積健一，片健一：東九州自動車道（仮称）田久保川橋の設計と施工，橋梁と基礎，Vol. 46，No. 11，pp5-10，2012. 11

謝 辞

京都大学大学院教授 宮川豊章博士には、本学博士課程への進学と学位論文執筆の機会を与えていただいたとともに、論文の構成から取りまとめに至るまで、終始暖かく懇切丁寧なご指導、ご助言をいただきました。また、コンクリート工学の広い見地から、研究に対する姿勢や事象のとりえ方まで御教授いただきました。筆者にとって学位論文執筆は平坦な道のりではありませんでしたが、ここまで進めてこられたのは宮川先生からいただいたご指導の賜物であり、ここに深甚な感謝の意を表します。

京都大学大学院教授 河野広隆博士には、構造物のアセットマネジメントの見地から、橋梁建設、維持管理についてのご指導およびご助言をいただきました。また、論文審査の際には貴重なお時間を割いていただき、ご指導いただきました。ここに深く感謝申し上げます。

京都大学大学院教授 西山峰広博士には、建築学におけるコンクリート構造の見地から、PC 橋建設についてのご指導およびご助言をいただきました。また、論文審査の際には貴重なお時間を割いていただき、ご指導いただきました。ここに深く感謝申し上げます。

京都大学大学院准教授 山本貴士博士には、本研究を遂行するにあたり、特に構造解析についてのご指導およびご助言をいただきました。ここに深くお礼申し上げます。

横浜国立大学名誉教授 池田尚治博士（現株式会社複合研究機構代表取締役）には、工場製U型プレキャストセグメント工法の開発と実用化にあたり、「第二東名高速道路 都市内 PC 高架橋のプレキャスト化に関する技術検討委員会」の委員長として、大変貴重なご指導およびご助言をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

東京工業大学大学院教授 二羽淳一郎博士には、本論文をとりまとめるにあたり、貴重なご助言をいただきました。ここに深くお礼申し上げます。

京都大学大学院准教授 安琳博士、同助教 高谷哲博士に、は本研究を遂行するにあたり常に暖かい言葉でのご助言、ご協力をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

本論文は、主として筆者が勤務する三井住友建設株式会社で実施した PC 橋の設計および技術開発を基に、京都大学大学院博士後期課程において研究成果をとりまとめたものです。

三井住友建設株式会社取締役専務執行役員土木本部長 新井英雄博士から学位論文執筆に際してご理解、激励をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

同社 常務執行役員土木本部副本部長 春日昭夫博士からは、博士課程へのチャレンジを後押ししていただいたばかりでなく、本研究の原点となる多くのアイデアをいただきました。さらには研究を遂行するにあたり、多くの叱咤激励をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

同社 技術研究開発本部副本部長 藤田学博士には、研究を遂行するにあたり、多くの叱咤激励をいただきました。また、技術開発センターの協力を後押ししていただきました。ここに深く感謝申し上げます。

同社 常務執行役員東北支店長 益子博志氏からは、本研究の成果を実用化するにあたり、多くの貴重なご助言と多大なご協力をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

同社 執行役員大阪支店長 毛利俊彦氏からは、博士課程へのチャレンジに際してご理解と激励

をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

同社 土木設計部長 平喜彦氏には、床版連結構造および工場製U型プレキャストセグメント工法の設計および技術開発に際し、多大なご協力をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

本研究において、床版連結構造を技術開発および実用化するにあたり、西日本高速道路株式会社 佐溝純一氏、大城壮司氏、安藤亮介氏から多くのご協力、ご助言をいただきました。ここに深くお礼申し上げます。工場製U型プレキャストセグメント工法を技術開発および実用化するにあたり、日本通信エンジニアリングサービス株式会社社長 池田博之氏（元日本道路公団）、東日本高速道路株式会社 水口和之氏、中日本高速道路株式会社 酒井秀昭博士、藤田真実氏から多くのご助言をいただきました。ここに深くお礼申し上げます。U桁リフティング架設工法を実用化するにあたり、国土交通省近畿地方整備局 先本勉氏、古野幸夫氏、水野浩次氏から多くのご協力をいただきました。ここに深くお礼申し上げます。

本研究において多くの実験を実施し、とりまとめるにあたり、三井住友建設株式会社技術開発センター 樋口正典博士、浅井洋博士、谷口秀明博士、篠崎裕生博士、佐々木亘氏から多大なご協力、ご助言をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。研究全般において、三井住友建設株式会社土木設計部 中積健一氏、片健一氏、同社 北海道支店土木営業部 玉置一清氏、同社 大阪支店土木部 内田誠二郎氏、山中康司氏、河野信介氏、鍋谷佳克氏、中村健一氏、能登川工場長 坂本昭二氏から多大なご協力をいただきました。ここに深くお礼申し上げます。また、開発技術の実現に関しまして、元三井住友建設現場所長 高木寛氏、山中覚氏、尾原文宏氏、SMCテック株式会社 越智俊文氏から貴重なご助言とご協力をいただきました。ここに深くお礼申し上げます。

このほか、三井住友建設株式会社の現場技術者の方々をはじめ、協力会社を含む多くの方々からご協力、ご助言をいただきました。ここに深くお礼申し上げます。

京都大学大学院構造材料研究室におきましては、事務手続き等において三木由有秘書に大変お世話になりました。厚くお礼申し上げます。また、株式会社国際建設技術研究所 葛目和宏社長、株式会社ピーエス三菱 小林仁博士、株式会社IHIインフラ建設 山下亮博士、独立行政法人土木研究所 河野哲也博士、電気化学工業株式会社 宮口克一氏、西日本旅客鉄道株式会社 吉田隆浩氏とは幾度と無くお互いの研究内容に関しての意見交換を行うことで見識を広めることができました。ここに厚くお礼申し上げます。特に、同時期に編入学した、一般財団法人日本塗料検査協会 山田卓司博士、西日本旅客鉄道株式会社 村田一郎博士、三井住友建設株式会社 佐々木亘氏とは互いに協力し合い、絆を深めることで、短期間で数々の課題を乗り越えることができました。ここに厚くお礼申し上げます。

最後に、筆者を常に励ましてくれた母親ならびに妻の両親、姉兄および義弟、筆者が土木の世界に進むきっかけとなった元土木技術者の亡き父親、筆者に対し常に暖かく理解を示し応援してくれた妻 絵里と長女 理子に心から感謝の意を表します。

2014年5月
室田 敬

付録（開発技術の実用化事例）

1. 床版連結構造の採用事例 （第二京阪道路田辺パーキングエリア工事）



写真-1 上りパーキングエリア完成写真



写真-2 下りパーキングエリア完成写真

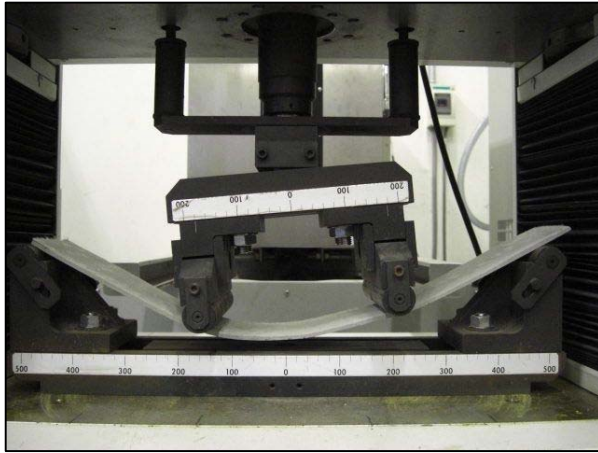


写真-3 薄板の曲げ载荷による変形状況



写真-4 特殊粉体（左）と短繊維（右）



写真-5 版载荷試験状況



写真-6 構造性能試験状況

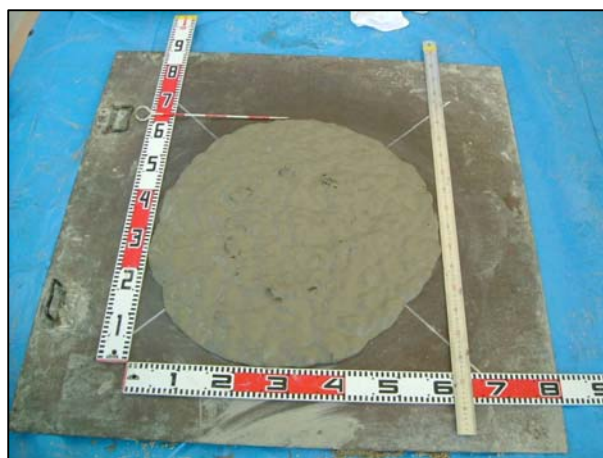


写真-7 スランプフロー試験状況



写真-8 打設性能試験 試験体全景



写真-9 打設前の配筋状況



写真-10 打設状況(1)



写真-11 打設状況(2)



写真-12 均し状況



写真-13 養生状況



写真-14 完成

2. 工場製U型プレキャストセグメントの採用事例
(第二名神高速道路 古川高架橋(PC上部工)工事)



写真-1 古川高架橋完成写真



写真-2 セグメント製作



写真-3 セグメントストック



写真-4 柱頭部セグメント架設



写真-5 柱頭部中身の組立



写真-6 セグメントの運搬

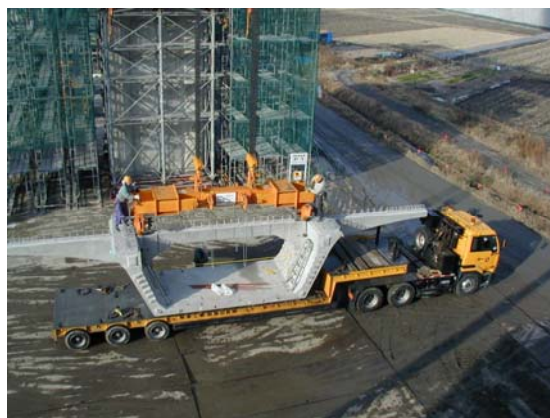


写真-7 セグメントの吊上げ



写真-8 セグメントの架設①



写真-9 セグメントの架設②



写真-10 PC 板の敷設



写真-11 床版コンクリート打設



写真-12 外ケーブル緊張



写真-13 外ケーブル緊張完了

3. U桁リフティング架設工法の採用事例
(第二京阪道路茄子作地区PC上部工事)



写真－１ 完成写真



写真－２ U桁のリフティング架設



写真－３ 柱頭部セグメントの製作



写真－４ 柱頭部セグメントの運搬



写真－５ 柱頭部セグメントの架設



写真－６ 柱頭部の完成



写真－７ 主桁製作ヤード



写真－８ 主桁製作状況



写真－９ 主桁の運搬



写真－１０ 主桁のリフティング架設



写真－１１ ＰＣ板の敷設



写真－１２ 床版コンクリート打設



写真－１３ 床版コンクリート完成



写真－１４ 橋体完成